TRAITÉ PRATIQUE

DE LA CONSTRUCTION

DES

PONTS ET VIADUCS

MÉTALLIQUES

Paris. — Imprimerie CUSSET et Cᵉ, rue Racine, 26.

TRAITÉ PRATIQUE

DE LA CONSTRUCTION

DES

PONTS ET VIADUCS

MÉTALLIQUES

PAR

M. REGNAULD

INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSÉES

PARIS

DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS IMPÉRIAUX DES PONTS ET CHAUSSÉES

ET DES MINES

Quai des Augustins, 49.

1870

Droits de reproduction et de traduction réservés.

INTRODUCTION

L'ouvrage que j'offre à mes lecteurs est essentiellement pratique, et répond à la demande d'un grand nombre de mes camarades qui m'ont souvent écrit pour avoir des renseignements sur les nombreux ouvrages métalliques que j'avais eu l'occasion de construire.

Je me suis proposé pour but de faciliter aux constructeurs, la composition immédiate d'un dossier d'adjudication, relatif à chacun des cas qui peuvent se présenter, depuis les ponts des plus petites ouvertures connues, soit $1^{m}.50$, jusqu'aux plus grands ouvrages que nous ayons eu à construire, soit le pont métallique de Bordeaux, d'une longueur de 600 mètres.

La division par section facilitera la lecture de l'ouvrage, et permettra à l'ingénieur qui aurait à préparer le projet d'un ouvrage de 2 mètres, de 4 mètres,

de 30 mètres ou au-dessus, de composer de suite le dossier qui lui sera indispensable pour l'approbation par l'administration d'une part, et de l'autre pour la mise en adjudication du projet présenté.

C'est ainsi que, pour chaque ouvrage détaillé dans le volume, nous avons fourni :

La description de l'ouvrage.

Le détail des calculs nécessaires pour justifier les principales dimensions adoptées.

Le métré de l'ouvrage.

Le détail estimatif.

Puis à la fin, et pour servir à chacun des cas précités, nous avons joint un modèle de cahier des charges, de séries de prix et de soumission qui peuvent être adoptées d'une manière générale, sauf les légères modifications que chaque cas particulier pourrait commander.

Enfin, comme cet ouvrage est destiné à servir, non-seulement aux ingénieurs, mais encore aux entrepreneurs constructeurs, nous avons complété notre volume en y introduisant un chapitre qui donne succinctement les dispositions principales à adopter, pour établir un chantier de construction des ponts et viaducs métalliques.

A cet effet, nous avons figuré un atelier au complet

pour permettre l'entreprise d'un très-grand ouvrage, et nous avons donné le détail des principales machines actuellement employées pour la mise en œuvre des fers qui composent la superstructure des ouvrages métalliques.

Ces développements pourraient être utiles, par exemple, à un constructeur qui, se trouvant éloigné d'un grand centre industriel, et livré à lui-même, désirerait s'organiser pour exécuter un certain nombre de ponts ou de viaducs métalliques.

Puis, dans un chapitre spécial, nous avons condensé, si je puis m'expliquer ainsi, les bases principales de la théorie qui sert à établir les calculs des ponts métalliques. Nous avons reproduit en grande partie les calculs exécutés par nous en 1857, sous l'inspiration de M. Clapeyron, lorsque nous avons calculé les éléments et la composition des pièces diverses du pont métallique de Bordeaux.

Nous en avons profité pour rappeler la méthode que nous avons alors posée pour trouver directement et du premier coup la valeur des moments de rupture sur une pile quelconque, dans un pont d'un nombre quelconque de travées; en un mot, la solution immédiate du cas le plus général possible. Il en est de même des considérations sur l'effort tranchant, et de l'effet de la charge du poids roulant.

Nous espérons ainsi avoir répondu à l'appel de ceux qui nous ont fait l'honneur de s'adresser à nous, et nous serions très-heureux si nous avions réussi à combler la lacune qu'ils nous ont si souvent signalée.

Bordeaux, le 18 septembre 1869.

PAUL REGNAULD.

TRAITÉ PRATIQUE

DE

LA CONSTRUCTION

DES

PONTS ET VIADUCS MÉTALLIQUES

CHAPITRE PREMIER.

PONT MÉTALLIQUE DE 2 MÈTRES D'OUVERTURE.

Description. — Les deux petits ponts métalliques qui commencent la série des types que nous devons offrir à nos lecteurs, ont été employés sur les chemins de fer du Midi et ne diffèrent entre eux que par les poutres de rive.

Le pont se compose, pour une voie, de quatre poutres semblables accouplées deux à deux, au moyen d'entretoises en cornières, sur lesquelles reposent les longrines qui doivent supporter les coussinets. La description des différentes pièces de l'ouvrage est la même que celle qui sera donnée avec quelques détails plus tard, pour les ponts de 4 mètres d'ouverture; dans l'un des modèles seulement, la poutre de rive, au lieu d'être en fer à double T supportant le garde-corps, est remplacée par une poutre en fonte sur laquelle ce garde-corps est assemblé.

Calcul des dimensions des pièces du pont. — Ainsi que nous l'avons dit, le pont se compose de quatre poutres semblables, et par suite il nous suffira de chercher la résistance de l'une d'elles.

Cette poutre repose librement sur ses appuis, et doit résister à une surcharge de p kilogr. par mètre courant de voie.

L'équation d'équilibre de la pièce est, d'après la formule élémentaire :

$$\frac{RI}{V} = \frac{1}{2} px(l - x). \qquad (1)$$

Équation dans laquelle il suffirait de substituer les différentes valeurs de x correspondant aux points de la poutre que l'on voudrait considérer pour obtenir les valeurs successives de R, et par conséquent, la résistance de la section de la poutre en chacun des points.

Mais dans un cas aussi simple, on se contente de ne considérer que la section du milieu de la poutre qui est évidemment celle qui subit le plus grand effort, ainsi qu'on peut s'en rendre compte *à priori.*

Remplaçons donc dans l'équation (1) les quantités que nous connaissons par leur valeur, on obtiendra l'effort R que cette section supporte par millimètre quarré.

Les quantités connues sont : l, I, V, et p.

$$l = 2^{m}.00 + 0.48 = 2^{m}\ 43$$

ainsi que l'indique la figure.

$$I = \frac{1}{12}(ab^3 - 2a'b'^3),$$

d'après la formule connue des moments d'inertie pour les poutres à double T.

$V = \frac{b}{2}$ formules dans lesquelles :

$$a' = 0.120, \qquad b = 0.260,$$
$$a' = 0.525, \qquad b' = 0.232.$$

Enfin, le poids du tablier pour une voie, se décompose comme suit :

	kilog.
Poutres intermédiaires.	1 009
Supports des longrines et des entretoises. . . .	144
Rails.	232
Coussinets.	48
Longrines.	80
Longrines supportant le plancher.	75
Plancher d'entrevoies et trottoirs.	170
Ballast.	1 100
Poids total du tablier pour une voie.	2 858

D'où la charge par mètre courant, pour chacune des poutres, de

$$\frac{4 \times 248}{2858} = 288 \text{ kilog.}$$

Si maintenant nous rappelons que d'après les instructions de l'administration, le pont doit subir, pendant les épreuves, une surcharge de 5 000 kilog. par mètre courant (voir la circulaire ministérielle en date du 26 février 1858), nous aurons ainsi une surcharge, pour chacune des quatre poutres, de $\frac{5\,000}{4} = 1\,250$ kilog., plus de quatre fois en sus de la charge permanente. Ajoutant ces deux résultats, on obtient enfin pour le poids par mètre courant que devra supporter, pendant les épreuves, le pont considéré,

$$p = 1250 + 288 = 1538.$$

Les données numériques de la question étant ainsi déterminées, il suffira, pour obtenir le résultat que l'on cherche, c'est-à-dire la résistance au milieu de la poutre, de poser :

$x = \frac{l}{2}$ dans l'équation (1) qui devient alors

$$\frac{RI}{V} = \frac{pl^2}{8},$$

et dans laquelle la substitution des données numériques fait ressortir

$$R = 2^{\text{kilog}}.26,$$

valeur bien au-dessous de celle de 6 kilog. que l'on admet ordinairement, ainsi que l'on pouvait s'y attendre pour les ponts de très-petites ouvertures, dans lesquels on ne peut pas diminuer les diménsions au delà de certaines mesures.

Poutres de rive en fer. — *Modèle* n° 1. — Le calcul de ces poutres est identique au précédent; elles sont destinées à supporter une partie du plancher, une couche de ballast de $0^{m}.15$ et une surcharge accidentelle due au passage de deux hommes. Dans ces conditions, les données numériques s'établissent comme suit :

l distance entre les culées.	=	2 mètres.
P surcharge due au poids de deux hommes. . . .	=	120 kilog.
p poids du tablier et du ballast.	=	182 kilog.

I et V s'établissant comme ci-dessus. Seulement dans ce cas

$$a = 100, \qquad b = 180,$$
$$a' = 44, \qquad b' = 156.$$

et l'équation d'équilibre au point milieu devient

$$\frac{RI}{V} = \frac{l}{4}(P + 1/2\, pl).$$

En substituant comme précédemment, on trouve

$$R = 3^{\text{kilog}}.93.$$

Poutres de rive en fonte. — En faisant les mêmes calculs que précédemment, et remarquant que le moment d'inertie doit varier puisque la forme n'est pas semblable, on trouve :

$$R = 1^{\text{kilog}}.42.$$

Le coefficient admis par l'administration varie entre 2 et 3.

Nous n'avons pas besoin de donner de détails sur la mise en place d'un pont de cette importance, qui se fait, ainsi qu'on peut se l'imaginer, de la manière la plus simple. Nous nous contenterons, pour compléter ce qui est relatif à ce premier type, de donner quelques détails relatifs aux flexions produites sur les poutres pendant les épreuves, et de reproduire le décompte définitif qui donnera le prix de revient.

Résultats des épreuves. — Les épreuves de ces petits ponts ont été faites au moyen d'une machine locomotive pesant près de 35 tonnes. Pour la première épreuve, la machine est passée sur le pont très-lentement ; pour les 2e, 3e et 4e épreuves, la machine a augmenté graduellement sa marche jusqu'à une vitesse de 70 kilomètres, lorsque cela était possible. Enfin, l'épreuve au poids mort s'est faite en profitant de la nuit pour faire séjourner la même machine 3 heures environ sur le pont. Les constatations ont été faites au moyen de règles à coulisse ; elles ont donné les résultats suivants :

	mètres.
1re épreuve. Flèche de la poutre.	0.004
2e épreuve. Flèche de la poutre.	0.005
3e épreuve. Flèche de la poutre.	0.005
4e épreuve. Flèche de la poutre.	0.006
Épreuve au poids mort.	0.006

Il n'y a pas eu de rapprochement ni d'écartement entre les deux joues verticales de chaque poutre.

Décompte définitif des ponts de 2 mètres d'ouverture.

DÉSIGNATION DES PIÈCES.	Numéros de la série.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles.	SOMMES totales.
					francs.
I. *Pont avec garde-corps en fer à double* T (*pour deux voies*).					
1° Poutres jumelées, sommiers en fer à T double, entretoises en cornières, tôle, garde-grève, rivets, garde-corps, toute fourniture et main-d'œuvre, y compris deux couches de minium et deux couches de teinte grise.	1	k. 2 062.71	fr. 0.70	fr. 1 443.90	
2° Boulons et tire-fonds.	2	26.40	0.90	23.76	
3° Coussinets d'appui du tablier, compris main-d'œuvre de peinture.	3	240.00	0.38	91.20	
4° Plomb pour scellement.	4	50.00	0.80	40.00	
5° Plancher, longrines diverses, madriers du plancher, compris toute fourniture et peinture. . .	5	$2^{m3}.592$	145.00	375.84	
Prix total.	. . .	. . . . .	. . . . .	1 974.70	1 974.70
II. *Pont avec garde-corps en fonte et sommier en bois pour support.*					
1° Poutres jumelées comme ci-dessus, moins les sommiers et les poutres de rive.	1	1 622.00	0.70	1 135.00	
2 Boulons et tire-fonds.	2	26.40	0.90	23.76	
Poutres en fonte pour supporter le garde-corps.	3	313.40	0.45	141.03	
4° Plomb pour scellement	4	50.00	0.80	40.00	
5° Plancher comme ci-dessus, plus deux sommiers en chêne supportant les poutres.	5	$2^{m3}.80$	145.00	406.00	
Prix total.	. . .	. . . . .	. . . . .	1 745.79	1 745.79

Ce qui donne pour les ponts à 2 voies avec garde-corps en fer double T, un prix de revient de $987^{f}.35$ par mètre courant d'ouverture, et de $872^{f}.89$ pour les mêmes ponts avec garde-corps en fonte.

PASSAGE INFÉRIEUR DE 4 MÈTRES (DROIT).

Emplacement. — Le pont que nous étudierons comme type est situé au P. 292 + 51, chemin du Moulin de Repassac, commune de Lectoure, un peu avant d'arriver à la station. (*Ligne d'Agen à Auch.*)

Dimensions principales. — Les ponts de 4 mètres sont formés d'une seule travée et construits pour une voie (partie métallique), tandis que les maçonneries sont faites pour deux voies.

Les culées ont chacune $8^{m}.50$ de largeur, et le tablier n'a que $8^{m}.44$. Quatre poutres intermédiaires reliées deux à deux le supportent; elles ont $0^{m}.300$ de hauteur. Il existe, de plus, deux poutres de rive qui ont $0^{m}.240$ de hauteur.

Les principales ordonnées sont :

Terrain naturel.	+ 76.75
Chaussée du chemin. . . .	+ 77.33
Dessous des poutres.	+ 81.63
Dessus des poutres, rails. .	+ 82.00
Dessus du garde-corps. . .	+ 82.90

Maçonneries. — Les maçonneries sont composées de deux culées avec murs en retour.

Ces culées et murs en retour sont établis sur béton reposant directement sur un massif de gravier ou ballast.

Ce massif de béton repose, à son tour, sur un banc de terrain graveleux.

Les angles des culées et les plinthes sont en pierre de taille, et les autres maçonneries en moellons bruts avec parement en moellons smillés.

Les faces des culées sont verticales; elles sont évidées en fer à cheval et formées d'une maçonnerie à redans qui, suivant l'axe du chemin de fer, ont pour largeur :

	mètres.
Au-dessous des poutres.	1.20
Au niveau de la chaussée du chemin. . .	1.70
Maçonnerie brute inférieure.	1.90

La longueur des murs en retour est de $5^{m}.80$; comme les culées, ils sont composés de redans dont les épaisseurs suivent :

	mètres.
Sous la plinthe.	0.700
Au niveau de la chaussée du chemin. . .	1.400
Maçonnerie brute inférieure.	1.650

Des quarts de cône en terrassements et gazonnés, sont établis autour des culées.

Partie métallique ; poutres intermédiaires. — Les poutres intermédiaires, au nombre de 4, sont composées de 2 demi-poutres semblables de $0^{m}.300$ de hauteur ; ces demi-poutres ne sont autre chose que des fers à double T ayant une âme moyenne de $0^{m}.15$ et des ailes de $0^{m}.120$ de longueur sur $0^{m}.15$ d'épaisseur, et sont réunies par des cornières de $0^{m}.070$ formant entretoises sur lesquelles on fixe des longrines en chêne de $0^{m}.320$ de large sur $0^{m}.080$ d'épaisseur, qui servent à placer les coussinets de la voie.

L'écartement entre les demi-poutres est de $0^{m}.440$ d'axe en axe ; elles ont $4^{m}.900$ de longueur. Les entretoises, au nombre de 8, sont aussi écartées de $0^{m}.650$ d'axe en axe ; leur plan supérieur est à $0^{m}.116$ du plan inférieur des demi-poutres.

Chaque entretoise est formée de 2 cornières de $0^{m}.070$ placées l'une contre l'autre, et reliées par 4 rivets. Les extrémités sont recourbées et forment 4 pattes de $0^{m}.150$ de longueur, réunies par des rivets aux âmes des demi-poutres.

L'axe de la longrine reposant sur les entretoises, ne se trouve pas dans le même plan vertical que l'axe des demi-poutres ; il est reporté de $0^{m}.05$ du côté opposé à la voie.

Nous avons dit que ces longrines étaient reliées aux entretoises; elles le sont, en effet, par 2 boulons placés en diagonale pour chaque entretoise.

Les poutres sont reliées entre elles par d'autres cornières formant entretoise de $0^{m}.070$ de large, et espacées entre elles de $1^{m}.360$ d'axe en axe; elles sont au nombre de 4.

Les extrémités de ces poutres sont solidement fixées à un fer à double T supporté par des coussinets reposant sur une pièce en chêne, qui recouvre la culée.

On a employé ce moyen pour relier entre elles les poutres intermédiaires, et donner au tablier assez d'élasticité pour amortir les chocs que les trains produisent à leur passage; car les chocs, sans cette pièce, dégraderaient les maçonneries et le matériel roulant, et rendraient la voie l'objet d'un entretien perpétuel aux abords du pont.

Les dimensions des supports du tablier sont :

	mètres.
Hauteur.	0.180
Largeur des T.	0.100
Épaisseur de l'âme. . .	0.009

Les semelles inférieures ont pour équarrissage $\frac{0^{m}.130}{0^{m}.320}$.

Les axes des supports sont placés à une distance de $0^{m}.240$ des extrémités des poutres intermédiaires.

Poutres de rive. — Les poutres de rive ne supportent qu'une partie du trottoir réservé aux cantonniers, et c'est pour cela qu'on a employé un petit fer à double T dont voici les dimensions :

	mètres.
Hauteur.	0.240
Largeur des T.	0.1015
Épaisseur de l'âme. . .	0.011

Des entailles faites dans la maçonnerie servent à reposer ces poutres; elles sont rattachées aux poutres in-

termédiaires par des entretoises en cornières de $0^m.070$ de largeur et espacées de $1^m.360$.

Elles ont une longueur de $4^m.600$ et une longueur d'appui sur les entailles de $0^m.300$.

Garde-corps. — Le garde-corps est en fer; il a une hauteur de $0^m.900$ au-dessus du rail; il est fixé sur la poutre de rive et existe sur toute sa longueur et sur celle des murs en retour.

Des montants verticaux reliés entre eux par un fer quarré et une main courante, et placés à une distance de $0^m.400$, composent le garde-corps.

Sur la pierre ces montants sont espacés de $1^m.400$, et sur la poutre de rive de $1^m.280$. Les premiers sont scellés dans la maçonnerie, tandis que les seconds, terminés par un patin perpendiculaire à la longueur du garde-corps, sont réunis à la poutre de rive par deux rivets.

Plancher. — Des madriers de $0^m.080$ d'épaisseur, reposant, d'un côté sur la poutre de rive, de l'autre sur une semelle en bois de chêne portée par la demi-poutre, composent le tablier entre le garde-corps et une poutre intermédiaire; tandis que dans la voie les madriers de $0^m.080$ sont supportés par des semelles portées par les demi-poutres.

Les semelles ont un équarrissage de $\frac{0.130}{0.090}$ et reposent sur les ailes du fer à T des poutres intermédiaires, et contre les âmes des demi-poutres. Elles sont réunies deux à deux par huit boulons traversant les âmes des poutres, et placés dans les axes des entretoises.

Ballast. — Le plancher est recouvert d'une couche de ballast de $0^m.070$ d'épaisseur, c'est-à-dire depuis le niveau du plancher jusqu'au niveau des parties supérieures des poutres.

Passage inférieur de 4 mètres (droit).

Calculs.

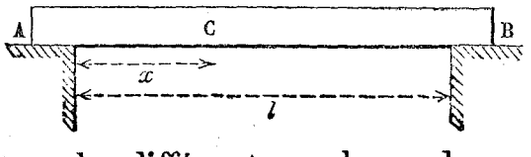
Les calculs à faire pour un pont métallique de 4 mètres sont très-faciles, et à l'aide de quelques formules algébriques que nous allons développer, les personnes qui posséderont les plus petites notions de cette science, pourront sans difficulté nous suivre.

En effet, en jetant les yeux sur le dessin (Pl. II), nous observons que les poutres intermédiaires sont composées de deux demi-poutres semblables; aussi nous calculons seulement la résistance d'une de ces demi-poutres.

Cette poutre reposant librement sur deux appuis, doit résister aux épreuves que prescrit la décision ministérielle du 26 février 1858, pour les ponts d'une ouverture au-dessous de 20 mètres; « que chaque mètre linéaire de « simple voie soit chargé d'un poids additionnel de 5000 « kilogrammes. » (Cette hypothèse correspond au passage sur le pont de deux machines mixtes.)

L'équation d'équilibre de la poutre sera :

Fig. 1.



$$\frac{RI}{V} = 1/2\ px\ (l-x). \quad (1)$$

Nous pouvons substituer les différentes valeurs de x, correspondant aux points de la poutre que l'on voudrait considérer, et nous obtiendrons ainsi les valeurs successives de R (résistance).

Examinons la résistance qui existe dans la section la plus fatiguée, c'est-à-dire dans la section du milieu de la poutre; car c'est à ce point que le moment de rupture atteint son maximum, comme on le voit par les calculs, et à plus forte raison par la symétrie de la poutre.

Remplaçons dans la formule (1) les quantités connues par leur valeur ; nous obtiendrons l'effort que supporte la section par millimètre quarré.

Les quantités connues sont : p, l, I, V. Cherchons la valeur numérique de chacune d'elles, nous aurons p... Cette quantité, comme nous l'avons dit précédemment, égale 5000 kilogrammes, surcharge appliquée à un mètre courant de simple voie; mais puisque nous ne considérons qu'une demi-poutre et que notre pont comporte quatre poutres semblables dans chaque simple voie, la valeur de p appliquée à la demi-poutre devient :

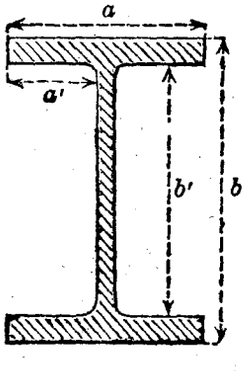
$$p = \frac{5000}{4} \text{ kilog.} = 1250 \text{ kilog.}$$

(l) Cette longueur de poutre intermédiaire, comme l'indique le dessin, égale $4^{m}.900$, et si de cette quantité nous retranchons la distance comprise entre les extrémités de poutre et les points d'appui, il vient :

$$l = 4^{m}.900 = 240 \times 2 = 4900 - 480 = 4^{m}.420.$$

$\left(\frac{I}{V}\right)$ La poutre n'ayant pas de cornières, le moment d'inertie est dans ce cas :

Fig. 2.



$$I = 1/12\ (ab^3 - 2a'b'^3),$$

$$V = \frac{b}{2};$$

d'où

$$\frac{I}{V} = 1/12\ (ab^3 - 2a'b'^3) : \frac{b}{2},$$

ou encore :

$$\frac{I}{V} = \frac{ab^3 - 2a'b'^3}{6b}.$$

En substituant dans la formule les valeurs numériques de a, a' b, b', on a :

$$\frac{I}{V} = \frac{120 \times 300^3 - 2 \times 5\,250 \times 272^3}{6 \times 300} = 626120.$$

Cette section correspondant au milieu de la poutre; il vient pour la valeur de x :

$$x = \frac{l}{2}.$$

Remplaçons dans la formule (1) les valeurs $\frac{I}{V}$, p, l et x, par les valeurs numériques, nous avons alors :

$$\frac{RI}{V} = \frac{1}{2} p \frac{l}{2} \times \frac{l}{2} = \frac{pl^2}{8}.$$

En ayant soin de réduire tout en millimètres, puisque nous cherchons la résistance par millimètre quarré, nous aurons :

$$R \times 626117 = \frac{1250 \times 4420^2}{8 \times 626120} = 4^k.89.$$

Calcul de l'effort quand on tient compte du poids de la construction.

Nous allons introduire dans les calculs qui précèdent le poids des poutres et de la voie qui donne simplement un supplément de charge de $216^k.40$ par mètre courant de demi-poutre, calculé comme ci-dessous :

Poids du tablier.

	kilog.
Rails.	304.40
Coussinets.	66.00
Longrines.	163.84
Supports de longrines ou entretoises.	167.20
Poutres intermédiaires.	1 149.20
Longrines supportant le plancher.	149.76
Plancher entre les rails.	230.40
Plancher d'entre-voie et trottoirs.	307.20
Ballast.	1 186.50
Poids total du tablier pour une voie.	**3724.10**

Ce qui nous donne pour la charge d'un mètre courant de demi-poutre :

$$\frac{3\,724.10}{4 \times 4.42} = 216^{k}.40.$$

Ajoutant ce poids supplémentaire à la surcharge appliquée précédemment, nous aurons alors :

$$1250^{k} + 216^{k}.40 = 1466^{k}.40,$$

qui nous donnera pour nouvelle résistance R' :

$$R' = \frac{R \times 1466.40}{1250}$$

$$R' = \frac{4.89 \times 1466.40}{1250} = 5^{k}.71;$$

C'est-à-dire que le poids du pont fait travailler le fer de $0^{k}.840$ de plus par millimètre quarré.

Calcul des poutres de rive.

Les poutres de rive sont formées d'un fer à double T et reposent librement sur les culées.

Elles supportent une partie du plancher, une couche de ballast de $0^{m}.15$ d'épaisseur et une surcharge accidentelle due au passage de deux hommes.

Le moment de rupture maximum doit se trouver, de même que dans la poutre intermédiaire, au milieu de leur portée.

L'équation d'équilibre devient en ce point :

$$\frac{RI}{V} = \frac{l}{4}(P + 1/2\,pl), \qquad (1)$$

équation dans laquelle les quantités connues ont les valeurs suivantes ;

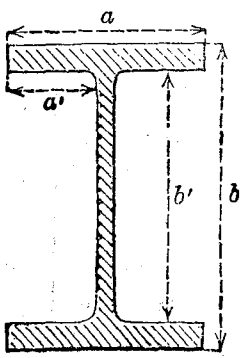
(l) Cette quantité égale 4 mètres, distance entre les culées.

(P) Le poids moyen d'un homme étant de 60 kilog., cette surcharge sera égale à 120 kilog.

(p) Le poids provenant du tablier et du ballast par mètre courant égale 182 kilog.

$\left(\frac{V}{I}\right)$ La poutre de rive, pour le pont de 4 mètres, étant, comme la poutre intermédiaire, un fer à double T, le moment d'inertie est égal à :

Fig. 3.



$$I = 1/12\, ab^3 - 2a'b'^3$$

$$V = \frac{b}{2};$$

il vient

$$\frac{I}{V} = \frac{ab^3 - 2a'b'^3}{6b},$$

ou

$$\frac{I}{V} = \frac{101{,}5 \times 240^3 - 2 \times 45 \times 222^3}{6 \times 240} = 290584.$$

En remplaçant dans la formule (1), nous aurons :

$$R = \frac{4000(120 + 1/2\ 0{,}182 \times 4000)}{4 \times 290584} = 2 \text{ kilog. par millimètre quarré,}$$

poids bien inférieur à celui admis par l'administration supérieure.

Épreuves. — Les épreuves des ponts de 4 mètres ont été faites comme celles des ponts de 2 mètres.

Pour la charge au poids mort, on a pris une machine mixte, du poids de 35 tonnes, donnant une charge de 28 tonnes sur les roues motrices que l'on faisait porter sur les poutres.

Pour les épreuves de vitesse, on a formé un train composé d'une machine mixte pesant 36 tonnes, et de deux Engerth pesant chacune 55 tonnes. (Ce sont les machines les plus lourdes employées sur le chemin de fer du Midi.)

On a fait passer ce convoi aux vitesses suivantes :

1° De 20 kilomètres à l'heure;
2° De 35 kilomètres à l'heure;
3° De 40 kilomètres à l'heure;
4° De 70 kilomètres à l'heure.

Au moyen d'une double règle graduée, posée sous le pont et touchant au-dessous des poutres de tôle, on a observé la flexion et le relèvement qui sont consignés dans le tableau suivant :

ÉPREUVES du poids mort.		ÉPREUVES du poids roulant.								Observations.
Flexion de la poutre droite.	Flexion de la poutre gauche.	20 kilomètres à l'heure.		35 kilomètres à l'heure.		40 kilomètres à l'heure.		70 kilomètres à l'heure.		
mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	
0 004	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.005	0.005	0.0053	0.006	(a)

(a) Après les épreuves de poids mort et de vitesse, les poutres ont parfaitement repris leur position initiale.

MÉTRÉ.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre de pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur. ou épaisseur.	POIDS. Poids par mètre courant.	Poids partiels.	Poids totaux.
POIDS ET CUBES.							
Fers et tôles.					kilog.	kilog.	kilog.
Poutres intermédiaires à double T.	4	4.900	0.300	»	65.00	318.50	1274.00
Poutres de rive (double T).	2	4.600	0.240	»	42.00	193.20	386.40
Supports du tablier.	2	3.32	0.180	»	32.00	106.24	212.48
Entretoises de cornières.							
1° Entretoises supportant les rails.	32	0.430	0.07 / 0.07	0.012	12.00	5.16	165.12
Retours.	32	0.276	0.060	0.012	93.60	1.556	49.60
2° Entretoises supportant la voie.	4	1.066	0.07 / 0.07	0.012	12.00	12.792	51.168
Retours.	8	0.163	0.060	0.012	93.60	0.922	7.301
3° Entretoises supportant les poutres de rive.	4	1.239	0.07 / 0.07	0.012	12.00	14.808	59.472
Retours.	8	0.163	0.060	0.012	93.60	0.922	7.301
Garde-grèves en tôle.	2	3.94	0.450	0.003	10.530	41.488	82.976
Garde-corps.							
Main-courante.	2	15.60	diam.	0.035	7.50	117.00	234.00
Fer carré.	2	15.60	0.020	0.020	3.12	48.672	97.34
Montants sur pierre.	20	»	»	»	»	5.57	111.400
Montants sur poutre de rive.	6	»	»	»	»	5.47	32.820
Retours de main-courante.	4	0.200	diam.	0.035	7.500	1.500	6.00
Têtes de rivets de 0.018.							
Entretoises supportant les rails.	384						
Entretoises supportant la voie.	24						
Entretoises supportant les poutres de rive.	16						
Poutres et supports.	32						
Garde-corps et poutres de rive.	24						
	480	»	»	»	»	0.043	20.640
Poids total des fers et tôles.							2798.018
Boulons et tirefonds.							
Boulons des longrines supportant les rails.	32	0.140	diam.	0.018	»	0.455	14.576
Boulons des longrines supportant le plancher.	14	0.800	diam.	0.020	»	2.205	30.870
Tirefonds des coussinets d'appui des supports du plancher.	16	»	»	»	»	0.360	5.76
Tirefonds des tôles, garde-corps.	8	0.085	diam.	0.010	»	0.066	0 53
Vis du garde-corps.	26	0.055	diam.	0.009	»	0.030	0.78
Goupilles du garde-corps.	26	0.095	diam.	0.005	»	»	0.338
Poids des boulons et tirefonds.							52.854
Fontes.							
Coussinets d'appui du tablier.	6	»	»	»	»	20.00	120.00
Poids total des fontes.							120.00

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre de pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiels.	totaux.
Plomb.							kilog.
Poids évalué.	»	»	»	»	»	»	50.00
Poids total du plomb.	. . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	50.00
Bois.							m^3
Longrines supportant les rails.	2	4.90	0.320	0.080	»	0.125	0.250
Traverses supportant les coussinets. . . .	2	3.70	0.320	0.130	»	0.155	0.310
Madriers supportant le plancher.	4	4.90	0.090	0.130	»	0.057	0.229
Cale sous les traverses.	4	0.500	0.320	0.050	»	0.008	0.032
Coins des coussinets.	6	0.250	0.120	0.050	»	0.0015	0.009
(Plancher.) Voie.	1	4.90	1.066	0.080	»	0.073	0.417
(Plancher.) Accotements.	2	4.90	1.25	0.080	»	0.490	0.980
Cube total des bois.	. . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	2.227

POIDS ET CUBES CALCULÉS.

Récapitulation.

Poutres, sommiers, garde-corps et garde-grève.	»	»	»	»	»	»	kilog. 2798.018
Boulons, tirefonds, vis, goupilles et pointes.	»	»	»	»	»	»	54.854
Fontes.	»	»	»	»	»	»	120.00
Plomb pour scellement.	»	»	»	»	»	»	50.00
Plancher, longrines, traverses en chêne. .	»	»	»	»	»	»	m^3 2.227

Décompte définitif du passage inférieur de 4m.00 d'ouverture moulin de Repassac.

DÉSIGNATION des pièces.	Numéros de la série.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles.	SOMMES totales.
Fers et tôles.		kilog.			
Poutres intermédiaires.		1488.00			
Poutres de rive, supports et entretoises.		775.00			
Garde-grève.		100.00			
Garde-corps.		532.00			
Rivets divers.		15.00			
	1	2910.00	fr. 0.70	fr. 2037.00	
Boulons et tirefonds.					
Boulons.		41.00			
Tirefonds, vis et goupilles. . . .		11.00			
	6	52.00	0.75	39.00	
Fontes.					
Fontes des coussinets.	4	138.00	0.38	52.44	
Plomb.					
Plomb pour scellement.	7	33.00	0.60	19.80	
Bois.		m^3			fr.
Longrines, plancher, etc.	8	2.594	120.00	311.28	1992.21
				2459.52	1992.21
A déduire 19 p. 100 de rabais. . . .	. . .	. . . . .	. . . . .	467.31	

PASSAGE INFÉRIEUR DE 6 MÈTRES (DROIT).

Emplacement. — Ce passage est situé dans la commune de Saint-Pierre-de-Gaubert, sur le chemin vicinal n° 7 de Boé à Lafox, à 1402 mètres de l'origine de l'embranchement du chemin de fer d'Agen à Tarbes sur la ligne de Bordeaux à Cette.

Dimensions principales. — Le pont est formé d'une seule travée de 6 mètres d'ouverture; il est construit pour une seule voie (partie métallique), et pour deux voies (maçonneries).

Les culées ont donc 8m.50 de largeur; le tablier n'a que 4m.44. Il est supporté par quatre poutres intermédiaires,

reliées deux à deux, de $0^m.450$ de hauteur, et deux poutres de rive de $0^m.260$ de hauteur.

Les ordonnées principales de l'ouvrage, sont :

Niveau du banc de gravier.	45.14
Terrain naturel.	48.12
Chaussée du chemin.	48.82
Dessous des poutres.	53.52
Dessus des poutres, rails.	53.97
Dessus du garde-corps.	54.87

Maçonneries. — Elles se composent de deux culées, avec murs en retour supportant le tablier métallique.

Ces culées et murs en retour sont établis en béton reposant directement sur un massif de gravier ou ballast.

Ce massif de gravier repose lui-même sur le banc général de même nature, qui forme base ou sous-sol de la partie de la plaine de la Garonne, située entre le chemin de fer de Bordeaux à Cette et la Garonne.

Les angles des culées et les plinthes sont en pierre de taille. Les autres parties des maçonneries sont en moellons bruts avec moellons smillés en parement.

Les faces des culées sont verticales.

Les culées sont évidées en fer à cheval, et formees par une maçonnerie à redans, qui suivant l'axe du chemin de fer a pour largeur :

	mètres
Au-dessous des poutres.	1.20
Au niveau de la chaussée du chemin. . . .	1.70
Maçonnerie brute inférieure.	1.90

La largeur des culées est $8^m.50$.

Les murs en retour ont une longueur de $5^m.80$, et sont formés, comme les culées, d'une maçonnerie à redans, présentant les épaisseurs suivantes :

	mètres.
Sous la plinthe.	0.700
Au niveau de la chaussée du chemin. . .	1.400
Maçonnerie brute inférieure.	1.650

Des quarts de cône perreïés jusqu'à $0^m.400$ au-dessus des plus hautes eaux, raccordent les remblais avec les culées, afin d'empêcher les eaux d'inondation de dégrader les terrassements, aux abords de l'ouvrage.

Partie métallique.

Poutres intermédiaires.—Les poutres intermédiaires sont formées, chacune, de deux demi-poutres de $0^m.450$ de hauteur, composées d'une âme verticale en tôle de $0^m.007$ d'épaisseur, armée de quatre cornières de $0^m.090$.

Ces demi-poutres sont réunies par des cornières de $0^m.070$ formant entretoises, sur lesquelles se fixe une longrine en chêne, de $0^m.08$ d'épaisseur sur $0^m.320$ de largeur, portant les coussinets de la voie.

Elles sont écartées de $0^m.437$, d'axe en axe. Elles ont $6^m.900$ de longueur, les entretoises sont placées a une distance de $0^m.600$, d'axe en axe, sauf les deux extrêmes qui sont à une distance de $0^m.550$; leur plan supérieur est à $0^m.196$ du plan inférieur des demi-poutres.

Chaque entretoise est formée de deux cornières de $0^m.070$, placées l'une contre l'autre, et réunies par quatre rivets. Leurs extrémités sont recourbées et forment quatre pattes de $0^m.150$ de longueur, reliées par des rivets aux âmes des demi-poutres.

L'axe de la longrine qui repose sur ces entretoises, n'est pas dans le plan vertical qui forme l'axe des demi-poutres; il est reporté de $0^m.05$, du côté extérieur de la voie.

La longrine est réunie aux entretoises par des boulons, qui au nombre de deux pour chaque entretoise, sont placés en diagonale.

Les poutres sont reliées entre elles par d'autres cornières de $0^m.070$ formant entretoises, espacées de $1^m.360$ d'axe en axe.

Les extrémités des poutres intermédiaires sont solide-

ment fixées sur un fer à double T, supporté par des coussinets reposant sur une pièce en bois de chêne, qui recouvre la maçonnerie de la culée.

Cette disposition a pour but de relier entre elles les poutres intermédiaires, et de donner au tablier l'élasticité nécessaire pour amortir les chocs qui se produisent au passage des trains, et qui ont pour effet, dans le système à tablier fixe, de dégrader les maçonneries et le matériel roulant, et de rendre la voie, aux abords, d'un entretien perpétuel.

Ces supports du tablier ont pour dimensions :

	mètres.
Hauteur.	0.180
Largeur des T.	0.100
Épaisseur de l'âme.	0.009

Les semelles inférieures ont pour équarrissage $\frac{0.130}{0.320}$.

Les axes des supports sont placés à une distance de $0^m.290$ des extrémités des poutres intermédiaires.

Poutres de rive. — Les poutres de rive ne supportent qu'une partie du trottoir réservé aux cantonniers.

Pour cette raison, on a employé un simple fer à double T, ayant les dimensions suivantes :

	mètres.
Hauteur.	0.260
Largeur des T.	0.120
Épaisseur de l'âme.	0.010

Ces poutres de rive reposent dans des entailles faites dans la maçonnerie, et sont reliées aux poutres intermédiaires par des entretoises en cornières de $0^m.070$, espacées de $1^m.360$.

Elles ont $6^m.600$ de longueur totale, et $0^m.460$ de longueur d'appui sur chaque entaille.

Garde-corps. — Un garde-corps en fer, de $0^m.900$ de hauteur au-dessus du rail, est fixé sur la poutre de rive, et règne sur toute la longueur des murs en retour des culées.

Ce garde-corps est formé de montants verticaux, reliés

entre eux par un fer quarré et une main courante placés horizontalement, à $0^m.400$ de distance.

Ces montants sur pierre sont espacés de $1^m.400$; les montants sur poutre de rive, de $1^m.280$. Les premiers sont scellés dans la maçonnerie; les seconds sont terminés par un patin perpendiculaire à la longueur du garde-corps et réuni à la poutre de rive par deux rivets.

Plancher. — Le plancher est formé de madriers de $0^m.080$ d'épaisseur, reposant, d'un côté, sur la poutre de rive, de l'autre sur une semelle en bois de chêne portée par la demi-poutre, pour les parties du tablier comprises entre les poutres intermédiaires et les poutres de rive; pour la partie comprise entre les deux poutres intermédiaires, les madriers reposent sur les semelles portées par les demi-poutres.

Ces semelles ont $\frac{0.130}{0.190}$ d'équarrissage, et reposent sur les cornières inférieures et extérieures, et contre les âmes des demi-poutres.

Elles sont réunies, deux à deux, par douze boulons traversant les âmes des poutres, et placés dans les axes des entretoises.

Ce plancher est recouvert de ballast jusqu'au niveau des parties supérieures des poutres.

CALCUL

Passage inférieur de 6 mètres (droit).

Pour un pont de cette importance, le calcul est encore extrêmement simple.

Remarquons d'abord, en examinant la *Fig.* 10, Pl. II. que les poutres intermédiaires sont formées de deux demi-poutres semblables et que, par conséquent, il suffira de calculer la résistance d'une seule de ces demi-poutres.

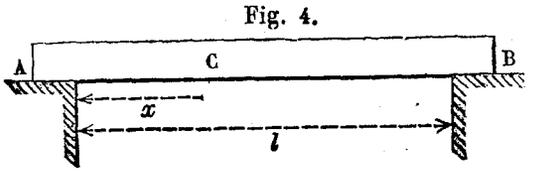
La pièce reposant librement sur ses deux appuis, doit

résister aux épreuves prescrites par la circulaire ministérielle du 26 février 1858, qui décide que, pour les ponts d'une ouverture de 20 mètres et au-dessous, chaque mètre linéaire de simple voie sera chargé d'un poids additionnel de 5 000 kilogrammes.

Cette hypothèse correspond, à peu près, au cas le plus défavorable du passage sur le pont de deux machines mixtes.

Dans ce cas, l'équation d'équilibre de la pièce se réduit à :

Fig. 4.



$$\frac{RI}{V} = \frac{1}{2} px\,(l - x), \quad (1)$$

équation dans laquelle il suffirait de substituer successivement les différentes valeurs de x correspondant aux points de la poutre que l'on voudrait considérer, pour obtenir les valeurs successives de R et, par conséquent, la résistance (tension ou pression), de la section de la poutre.

Cette étude fort intéressante en elle-même, ne présente pas de difficultés ; car il est aisé de reconnaître que l'équation (1) est celle d'une courbe facile à construire et donnant par les figures géométriques élémentaires, les différentes solutions que l'on pourrait désirer.

On se borne généralement, dans la pratique, à examiner ce qui se passe dans la section la plus fatiguée, c'est-à-dire dans celle correspondant au milieu de la poutre.

C'est effectivement en ce point que le moment de rupture atteint sa valeur maximum, ainsi que le démontrent les calculs et ainsi qu'on peut le prévoir *à priori*, par la symétrie de la poutre.

En remplaçant donc dans la formule (1) toutes les quantités connues par leurs valeurs, on obtiendra l'effort R qui supporte cette section, par millimètre quarré.

Les quantités connues sont p, l, I et V.

Valeur numérique de p. — Ainsi que nous l'avons dit

précédemment, cette quantité est fixée à 5 000 kilogrammes par mètre courant de simple voie ; comme nous ne considérons qu'une demi-poutre et que, dans notre pont, chaque simple voie comporte quatre poutres semblables, la valeur de p applicable à la demi-poutre que nous étudions, sera égale à $\frac{5\,000^{k}}{4} = 1\,250.$

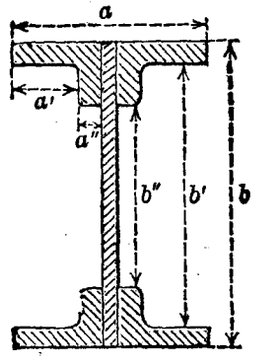
Valeur numérique de l. — Nous avons vu que les poutres avaient une longueur de $6^{m}.900$, et que les axes des supports étaient placés à une distance de $0^{m}.290$ des extrémités.

On aura donc pour l :

$$l = 6^{m}.900 - 0^{m}.580 = 6^{m}.320.$$

Valeur numérique de $\frac{I}{V}$. — La poutre considérée se composant d'une tôle armée de quatre cornières, le moment d'inertie est dans ce cas

Fig. 5.



$$I = \frac{1}{12}[ab^{3} - 2(a'b'^{3} + a''b''^{3})]$$

$$V = \frac{b}{2};$$

donc

$$\frac{I}{V} = \frac{ab^{3} - 2(a'b'^{3} + a''b''^{3})}{6},$$

dans laquelle

$$b = 450 \qquad a = 187$$
$$b' = 424 \qquad a' = 77$$
$$b'' = 270 \qquad a'' = 13;$$

d'où en finissant les calculs numériques

$$\frac{I}{V} = 1774060.$$

Équation correspondant au milieu de la poutre. — Au

milieu de la poutre $x = \frac{l}{2}$. Par conséquent, l'équation (1) devient

$$\frac{RI}{V} = \frac{1}{2} p \frac{l}{2} \times \frac{l}{2} = \frac{pl^2}{8}.$$

En introduisant alors les valeurs trouvées ci-dessus, on obtient, en ayant bien soin de rapporter toutes les quantités à la même unité de longueur, qui est le millimètre puisque l'on cherche l'effort par millimètre quarré :

$$R\,1774060 = \frac{1^k.250 \times (6320)^2}{8} = 3^k.51,$$

valeur qui est bien au-dessous de la limite d'élasticité de 6 kilogrammes que l'on a coutume d'admettre dans les constructions métalliques.

Calcul de la poutre dans l'hypothèse où l'on tient compte du poids de la construction. — Dans les calculs qui précèdent, nous n'avons pas introduit le poids des poutres et de la voie qui donne un supplément de charge seulement de 319 kilogrammes par mètre courant de demi-poutre, calculé comme suit.

Le poids du tablier se décompose ainsi :

	kilog.
Rails.	456
Coussinets.	300
Longrine.	248
Supports de longrines, entretoises.	240
Poutres intermédiaires.	2404
Longrines supportant le plancher.	225
Plancher entre les rails.	402
Plancher d'entre-voie et trottoirs.	537
Ballast.	3307
Poids total du tablier pour une voie.	8119

d'où une charge par mètre courant de demi-poutre donne $\frac{8119^k}{4 \times 6.32} = 319^k$.

Si donc on ajoute ce poids à celui que supporte le pont pendant les épreuves, la valeur de p devient

$$p = 1250^k + 319^k = 1569^k,$$

et la nouvelle valeur de

$$R' = R \times \frac{1569}{1250} = 1257\,R = 4^{\text{kilog.}}.41,$$

c'est-à-dire que le poids de la construction fait travailler le fer à 1 kilogramme de plus environ par millimètre quarré.

Calcul des poutres de rive. — Les poutres de rive sont formées d'un fer à double T, reposant librement sur les culées.

Elles sont destinées à supporter une partie du plancher, une couche de $0^m.15$ de ballast, et une surcharge accidentelle due au passage de deux hommes.

Leur moment de rupture maximum se trouve aussi au milieu de leur portée.

L'équation d'équilibre, en ce point, devient

$$\frac{RI}{V} = \frac{l}{4}\left(P + \frac{1}{2}pl\right),$$

dans laquelle les différentes quantités connues ont les valeurs suivantes :

Valeur de l. — l est la distance entre les deux culées égale à 6 mètres.

Valeur de P. — Nous avons supposé la surcharge égale au poids de deux hommes ; le poids moyen d'un homme étant de 60 kilogrammes on a

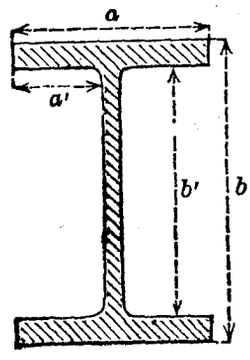
$$P = 120 \text{ kilog.}$$

Valeur de p. — Cette quantité provient du poids du tablier

et du ballast, et peut être évaluée à 182 kilogrammes par mètre courant.

Valeur de $\frac{I}{V}$. — La poutre de rive étant formée d'un simple fer à double T, le moment d'inertie est égal à

Fig. 6.



$$I = \frac{1}{12}(ab^3 - 2a'b'^3)$$

$$V = \frac{b}{2};$$

d'où

$$\frac{I}{V} = \frac{ab^3 - 2a'b'^3}{6b},$$

dans laquelle

$b = 260$ $\quad a = 120$

$b' = 235$ $\quad a' = 55$

d'où encore en remplaçant par les valeurs numériques

$$\frac{I}{V} = 443303,$$

et enfin

$$R = \frac{6000\left(120 + \frac{1}{2}\,0.182 \times 6000\right)}{4 \times 443303} = 2^k.35$$

limite bien inférieure à celle de 6 kilog. admise par l'administration supérieure.

Épreuves. — Les épreuves des ponts de 6 mètres ont été faites au moyen d'un train de travaux composé de six wagons chargés chacun de 6 mètres de ballast, d'un faucon et d'une machine mixte pesant 35 tonnes.

Pour la première épreuve, le train est passé sur le pont très-lentement; pour la deuxième, il est passé un peu plus vite, et ainsi de suite, jusqu'à la sixième épreuve pour laquelle la vitesse était de 70 kilomètres à l'heure.

Enfin, la septième épreuve est celle du poids mort, faite au moyen de la machine de 35 tonnes, qui a séjourné cinq heures, les six roues de la machine portant toutes sur le tablier.

Les marques faites sur les coulisses ont toutes indiqué un écartement de $0^{m}.002$ entre les deux joues verticales de chaque poutre.

Le tableau suivant résume les observations faites :

	CÔTÉ droit.	CÔTÉ gauche.	OBSERVATIONS.
	mètres.	mètres.	
1re épreuve. — Abaissement.	0.001	0.008	Les poutres sont se toujours relevées de leur abaissement.
2e Id. Id.	0.009	0.007	
3e Id. Id.	0.009	0.008	
4e Id. Id.	0.011	0.009	
5e Id. Id.	0.011	0.008	
6e Id. Id.	0.009	0.007	
7e Id. Id.	0.011	0.010	

MÉTRÉ.

Passage inférieur de 6m.00 (droit). — Chemin de Boé à Lafox.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS auxiliaires.	partiels.	totaux.
POIDS ET CUBES CALCULÉS.							
Fers et tôles.					kilog.	kilog.	
Ames en tôle des poutres.	4	6.900	0.450	0.007	54.60	678 122	
Cornières longitudinales.	16	6.810	0.09 / 0.09	0.012	16.20	1765 152	
Cornières verticales.	16	0.360	0.09 / 0.09	0.012	16.20	93 312	
Poutres de rive (double T).	2	6.600	0.260	»	45.00	594 000	
Supports du tablier.	2	3.320	0.180	»	32.00	212 480	
Entretoises de cornières.							
1° Supportant les rails.	48	0.430	0.07 / 0.07	0.012	12.00	247 680	
Retours.	48	0.276	0.060	0.012	93.60	74 400	
2° Supportant la voie.	4	1.066	0.07 / 0.07	0.012	12.00	51 168	
Retours.	8	0.163	0.060	0.012	93.60	7 301	
3° Supportant les poutres de rive. . .	8	1.239	0.070 / 0.070	0.012	12.00	118 944	
Retours.	16	0.163	0.060	0.012	93.60	14 602	
Garde-grèves en tôle.	2	3.94	0.450	0.003	23.40	82 976	
Garde-corps.							
Main-courante.	2	17.60	diam.	0.035	7.50	264 000	
Fer carré.	2	17.60	0.020	0.020	3.12	109 830	
Prolongement.	1	7.00	diam.	0.035	7.50	52 500	
Prolongement.	1	7.00	0,020	0.020	3.12	21 840	
Montants sur pierre.	20	»	»	»	5.57	111 400	
Montants sur poutre de rive.	12	»	»	»	5.47	65 640	
Retours de main-courante.	4	0.200	diam.	0.035	7.500	6 000	
Têtes de rivets de 0m.018.							
Cornières et poutres.	1136						
Entretoises supportant les rails. . . .	576						
Entretoises supportant la voie.	32						
Entretoises des poutres de rive. . . .	64						
Poutres et supports.	32						
Garde-corps et poutres de rive. . . .	48						
	1188	»	»	»	0.043	81 184	kilog
Poids total des fers et tôles. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	4652531	4652

Suite du tableau précédent

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS auxiliaires.	partiels.	totaux.
Boulons et tirefonds.					kilog.	kilog.	
Boulons des longrines supportant les rails.	40	0.140	diam.	0.018	0.4555	21.64	
Boulons des longrines supportant le plancher.	24	0.800	diam.	0.020	2.205	52.92	
Tirefonds des coussinets d'appui des supports.	24	»	»	»	0.360	8.64	
Tirefonds des tôles garde-grèves. . . .	8	0.085	diam.	0.010	0.066	0.53	
Vis du garde-corps.	32	0 055	diam.	0.009	0.030	0.96	
Goupilles du garde-corps.	32	0.095	diam.	0.005	0.013	0.41	kilog.
Poids total des boulons et tirefonds. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	85.10	85.10
Fontes.							
Coussinets des supports.	6	»	»	»	20.00	120 00	
Poids total des fontes.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	120.00	120.00
Plomb.							
Poids évalué.	»	»	»	»	»	50.00	
Poids total du plomb.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	50.00	50.00
Bois.							
Longrines supportant les rails.	2	7.000	0.320	0.080	0.179	0.358	
Traverses supportant les coussinets. .	2	3.72	0.320	0.130	0.155	0.310	
Madriers supportant le plancher. . . .	4	7.000	0.190	0.130	0.173	0.692	
Cales sous les traverses.	4	0.500	0.320	0.050	0.008	0.032	
Coins des coussinets.	6	0.250	0.120	0.050	0.0015	0.009	
Plancher-voie.	1	6.72	1.066	0.080	0.573	0.573	
Accotements.	2	6.72	1.239	0.080	0.6615	1.323	
Total.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	3.297	
A déduire.	4	0.400	0.300	0.080	0.0096	0.037	
Reste pour le cube total du bois. . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	3 260	m^3 3.260

POIDS ET CUBES CALCULÉS.

Récapitulation.

Poutres, sommiers, garde-corps et garde-grèves.	»	»	»	»	»	»	kilog. 1652.53
Boulons et tirefonds, vis, goupilles et pointes.	»	»	»	»	»	»	87.10
Fonte des coussinets d'appui du tablier.	»	»	»	»	»	»	120.00
Plomb pour scellement des montants du garde-corps.	»	»	»	»	»	»	50.00
Planches, longrines, traverses (en chêne).	»	»	»	»	»	»	m^3 3.260

Suite du tableau précédent.

NUMÉROS du carnet.	DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS auxiliaires.	partiels.	totaux.
	POIDS ET CURES A L'ENTREPRISE							
	Fers et tôles.					kilog.		
5 (1er carnet).	Ames en tôle des poutres. .	4	6.900	0.450	0.007	»		
	Cornières longitudinales. . .	16	6.810	0.090 / 0.090	0.012	»		
	Cornières verticales.	16	0.360	0.090 / 0.090	0.012	»	kilog. 2984.00	
	Cornières supportant les rails.	48	0.430	0.070 / 0.070	0.012	»		
	Retours.	48	0.276	0.060	0.012	»		
	Rivets de 0.018.	856	»	»	»	»		
29 (1er carnet).	Poutres de rive.	2	6.600	0.260	»	»	596.00	
	Supports.	2	3.320	0.180	»	»	211.00	
	Entretoises. (Voie et retours.).	4	1.066	0.070 / 0.070	0.012	44.00		
	Entretoises. (Accotements et retours.).	8	1.23?	0.070 / 0.070	0.012	129.00	173.00	
59 (2e carnet).	Garde-grève en tôle.	2	4.04	0.450	0.004	»	100.00	
58 (2e carnet).	Garde-corps. Main-courante.	1	42.20	diam.	0.035	344.50		
	— Fer carré. . . .	1	42.20	0.020	0.020	138.50	627.00	
	— Montants. . . .	32	»	»	»	144.00		
12 (3e carnet).	Rivets de 0.018 placés sur chantier.	88	»	»	»	»	13.00	kilog.
	Poids total des fers et tôles.						4704.00	4704.00
	Boulons et tirefonds.							
31 (1er carnet).	Boulons des longrines supportant les rails.	48	0.140	diam.	0.018	24.00		
	Boulons des longrines supportant le plancher.	24	0.800	diam.	0.020	54.00	78.00	
60 (2e carnet).	Tirefonds des coussinets de semelles.	24	»	»	»	»		
	Tirefonds des tôles garde-grèves.	8	»	»	»	»	12.54	
	Vis du garde-corps.	32	»	»	»	»		
	Goupilles.	32	»	»	»	»		
	Poids total des boulons et tirefonds.						90.54	90.54
	Fontes.							
29 (1er carnet).	Fonte des coussinets.	6	»	»	»	»	136.00	
	Poids total des fontes. . . .						136.00	136.00
	Plomb.							
59 (2e carnet).	Plomb pour scellement du garde-corps.	»	»	»	»	»	15.00	
	Poids total du plomb. . . .						15.00	15.00

Suite du tableau précédent.

NUMÉROS du carnet.	DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS auxiliaires.	partiels.	totaux.
	Bois.						m³	
13 (3e carnet).	Longrines supportant les rails.	2	7.000	0.320	0.080	»	0.358	
	Traverses supportant les coussinets.	2	3.643	0.320	0.130	»	0.303	
	Madriers supportant le plancher.	4	7.000	0.190	0.130	»	0.692	
	Cales sous les traverses. . . .	4	0.500	0.320	0.050	»	0.032	
	Coins des coussinets.	6	0.250	0.120	0.050	»	0.009	
	Plancher. (Voie).	1	6.720	1.060	0.080	»	0.569	
	Plancher. (Accotement.). . . .	2	6.720	1.230	0.080	»	1.323	
	Cube total des bois.	. .	. . . .	. . .	. . .	. . . .	3.286	m³ 3.286

RÉCAPITULATION.

NUMÉROS DU CARNET.	INDICATION DES OUVRAGES.	POIDS et cubes totaux.
5, 29 (1er carnet). 58, 59 (2e carnet). 12 (3e carnet).	Poutres, entretoises, sommiers, garde-corps, garde-grèves.	kilog. 4704.00
31 (1er carnet). 60 (2e carnet).	Boulons et tirefonds, vis, goupilles.	90.54
29 (1er carnet).	Fonte pour coussinets.	136.00
59 (2e carnet).	Plomb pour scellement.	15.00
13 (3e carnet).	Bois de chêne pour plancher.	m³ 3.286

Décompte définitif du passage inférieur de 6m.00 *d'ouverture.*
(Chemin de Boé à Lafox.)

NUMÉROS du carnet.	DÉSIGNATION des pièces.	Numéros de la série.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles	totales.
	Fers et tôles.		kilog.			
5 (1er carnet).	Poutres intermédiaires.		2984.00			
29 (1er carnet).	Poutres de rive, supports et entretoises.		980.00			
59 (2e carnet).	Garde-grève en tôle.		100.00			
58 (2e carnet).	Garde-corps.		627.00			
12 (3e carnet).	Rivets de 0m.018 posés sur chantier.		13.00			
		1	4704.00	francs. 0.70	francs. 3292.00	
	A reporter.		. . . . .	. . . .	3292.00	

Suite du tableau précédent.

NUMÉROS du carnet.	DÉSIGNATION des pièces.	Numéros de la série.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	SOMMES. partielles.	SOMMES. total
		»	kilog. »	francs. »	francs. 3 292.00	
	Report.					
	Boulons et tirefonds.					
31 (1er carnet).	Boulons.		78.00			
60 (2e carnet).	Tirefonds, vis et goupilles. . . .		12.54			
		6	90.54	0.75	67.91	
	Fontes.					
29 (1er carnet).	Fonte des coussinets.	4	136.00	0.38	51.68	
	Plomb.					
39 (2e carnet).	Plomb pour scellement.	7	15.00	0.60	9.00	
	Bois.					
13 (3e carnet).	Longrines, plancher, etc.	8	3286.00	120.00	394.32	
					3815.71	
	A déduire 19 p. 100 de rabais.	. . .	. . . . .	. . . . .	724.98	franc
					3090.73	3090

Soit 515f12 par mètre courant d'ouverture.

PASSAGE INFÉRIEUR DE 8 MÈTRES.

Dimensions principales.

Maçonneries. — Les maçonneries du pont de 8 mètres sont absolument les mêmes que celles du pont de 6 mètres, sauf une légère différence qui existe dans les culées, motivée par la hauteur des poutres, soit une demi-assise ou $0^m.15$ environ; cette différence est nécessaire afin de rester dans les limites de la hauteur qui doit exister entre le dessous des poutres et l'axe de la chaussée (Cette limite est fixée à $4^m.30$).

Partie métallique.

Poutres intermédiaires. — Quatre poutres intermédiaires formées de deux demi-poutres semblables, composent encore le pont de 8 mètres; elles ont $0^m.600$ de hauteur, une

âme de $0^m.008$, des semelles de $\frac{0.220}{0.010}$ et des cornières de $\frac{100 \times 100}{12}$.

Ces demi-poutres sont réunies par des cornières formant entretoises; elles ont $0^m.07$ de large, et servent à supporter des longrines en chêne, ayant $0^m.400$ de large sur $0^m.08$ d'épaisseur. Ces longrines, à leur tour, portent les coussinets de la voie.

Leur espacement est de $0^m.520$ d'axe en axe, et le plan inférieur des poutres est à $0^m.346$ du plan supérieur des entretoises.

Chaque petite entretoise est formée de deux cornières de $0^m.070$, adaptées l'une contre l'autre et reliées par quatre rivets. On a recourbé les extrémités et formé quatre pattes de $0^m.150$ de longueur chacune, et réunies aux âmes des demi-poutres par des rivets.

L'axe de la longrine supportant les coussinets, est reporté de $0^m.05$, du côté opposé à la voie, de l'axe des demi-poutres.

Deux boulons placés en diagonale, servent à relier les longrines aux entretoises.

Les poutres intermédiaires elles-mêmes, sont reliées entre elles par 8 cornières de $0^m.070$, espacées, d'axe en axe, de $1^m.200$, et par sept autres de même largeur, mais placées en diagonale entre les huit autres.

Ces extrémités de ces poutres reposent sur un fer à double T, supporté par des coussinets qui sont fixés sur une poutre en bois de chêne, qui recouvre la culée.

Cette disposition a été employée pour relier les poutres intermédiaires et donner au tablier l'élasticité nécessaire pour l'amortissement des chocs produits par le passage des trains.

Les dimensions du support du tablier, sont :

	mètres.
Hauteur.	0.180
Largeur des T.	0.100
Épaisseur de l'âme.	0.009

Les semelles inférieures ont une section de $\frac{0.130}{0.320}$.

Enfin les axes des supports sont placés à une distance de $0^{m}.240$ des extrémités des poutres intermédiaires.

Poutres de rive. — Une partie du trottoir réservé aux cantonniers, est supporté par la poutre de rive ; c'est un petit fer à double T dont les dimensions suivent :

	mètres
Hauteur.	0.300
Largeur des T.	0.120
Épaisseur de l'âme.	0.015

Les poutres de rive reposent dans des entailles faites, à cet effet, dans les culées; elles sont rattachées aux entretoises par des cornières de $0^{m}.07$ de large et espacées, d'axe en axe, de $1^{m}.350$.

Elles ont une longueur de $8^{m}.600$, et une longueur d'appui sur les culées, de $0^{m}.300$.

Garde-corps. — Le garde-corps existe sur toute la longueur de la poutre de rive et sur celle des murs en retour (Maçonnerie).

Des montants verticaux scellés dans la pierre et fixés à la poutre de rive par un patin perpendiculaire à la longueur du garde-corps, réuni à la poutre de rive par deux rivets, sont reliés entre eux par des fers quarrés et une main courante.

Les montants sur pierre sont espacés de $1^{m}.400$, et ceux de la poutre de rive, de $1^{m}.280$.

Plancher. — Des madriers de $0^{m}.08$ d'épaisseur reposent, d'un côté sur la poutre de rive, et de l'autre sur une cornière de $\frac{0.070}{0.012}$ qui est rivée à l'âme de la demi-poutre; tandis que, dans la voie, ils sont supportés à leurs extré-

mités par des cornières rivées à l'âme de la demi-poutre et aux entretoises, toutes les fois que celles-ci sont rencontrées par ces cornières.

Ballast. — Le plancher est recouvert d'une couche de ballast de $0^m.174$ d'épaisseur, c'est-à-dire depuis le niveau du plancher jusqu'au niveau supérieur des poutres.

CALCUL.

Passage inférieur de 8 mètres (droit).

De même que pour les ponts de 4 et 6 mètres nous calculerons seulement la résistance d'une demi-poutre.

Cette poutre repose aussi sur deux points d'appui et doit résister aux mêmes épreuves que celles prescrites pour les ponts de 4 et de 6 mètres.

Nous aurons encore pour l'équation d'équilibre

$$\frac{RI}{V} = 1/2 px(l-x), \qquad (1)$$

et nous chercherons le moment de rupture maximum qui se trouve, comme nous l'avons déjà dit, au milieu de la poutre.

Les valeurs numériques des quantités connues qui se trouvent dans la formule (1), seront :

(p) Cette quantité est fixée à 5 000 kilog. par mètre courant de simple voie et, par conséquent, à 1 250 kilog. pour la demi-poutre que nous considérons.

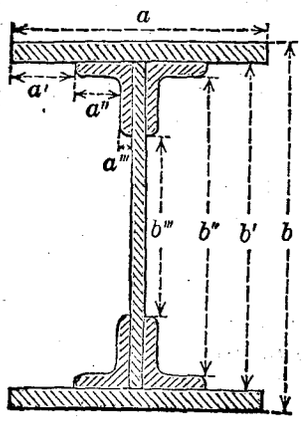
(l) La poutre a, comme l'indique le dessin, une longueur de $8^m.900$; et en retranchant la distance entre les extrémités et le point d'appui,

$$l = 8^m.420.$$

$\left(\frac{I}{V}\right)$ Cette poutre est composée de quatre cornières et de

deux semelles horizontales. Le moment de rupture devient donc :

Fig. 7.



$$I = 1/12\ ab^3 - 2(a'b'^3 + a''b''^3 + a'''b'''^3);$$

$$V = \frac{b}{2};$$

d'où

$$\frac{I}{V} = \frac{ab^3 - 2(a'b'^3 + a''b''^3 + a'''b'''^3)}{6b},$$

dans laquelle

a	$= 220$	b	$= 600$
a'	$= 88$	b'	$= 556$
a''	$= 12$	b''	$= 356$
a'''	$= 6$	b''''	$= 580$

d'où

$$\frac{I}{V} = \frac{220 \times 600^3 - 2(88 \times 556^3 + 12 \times 356^3 + 6 \times 580^3)}{6 \times 600} = 3.845.836$$

Au milieu de la poutre, $x = \frac{l}{2}$. Par conséquent, l'équation devient

$$\frac{RI}{V} = 1/12\ p\frac{b}{2} \times \frac{l}{2} = \frac{pl^2}{8},$$

ce qui donne

$$R = \frac{1.250 \times 8420^2}{8 \times 3.845.836} = 2^{\text{kilos}}.90,$$

valeur bien inférieure à la limite de 6 kilog. indiquée par l'administration.

Hypothèse où l'on tient compte du poids de la construction. — Nous établirons d'abord le poids du tablier pour l'ajouter à la surcharge de la poutre, et calculer le nouveau moment de rupture.

Ce poids s'établit comme suit :

	kilog.
Rails.	608
Coussinets.	131.20
Longrines.	409.60
Support de longrines, entretoises.	265.52
Poutres intermédiaires.	3 460.91
Cornières supportant le plancher.	304
Plancher entre les rails, entrevoie et trottoirs.	1 203.20
Ballast.	4800
Poids total du tablier.	11 182.43

d'où une charge par mètre courant de demi-poutre

$$\frac{11182.43}{4 \times 8.42} = 132 \text{ kilos.}$$

Ce qui donne pour la charge d'un mètre courant de demi-poutre :

$$1250^k + 332^k = 1582^k.$$

La valeur de R′ devient :

$$R = \frac{R \times 1582}{1250},$$

ou

$$\frac{2.90 \times 1582}{1250} 3^k.67,$$

c'est-à-dire que la différence qui existe entre les deux résistances est de $0^k.77$ par millimètre quarré.

Calcul de la poutre de rive. — Le point de rupture maximum dans la poutre de rive, se trouve aussi dans son milieu.

Le calcul est identique à celui que nous avons développé pour le pont de $6^m.00$.

La quantité (l) seule varie; elle est égale à $8^m.00$, distance entre les deux culées.

En faisant les opérations comme dans le cas précité, on trouve :

$$R = 2^{k}.70.$$

Épreuves. — Les épreuves des ponts de 8 mètres ont été faites avec un peu plus de détails que celles des ponts précédents.

Ainsi pour les épreuves de poids mort, les ponts ont été chargés de 5000 kilog. par mètre courant, conformément aux prescriptions de la circulaire ministérielle; la charge d'épreuve est demeurée, au moins, huit heures sur les ponts.

Vu le peu de hauteur des poutres, les flexions et les relèvements ont encore été observés au moyen de règles à coulisse en chêne, à frottemeut dur.

Les résultats de ces épreuves sont consignés dans le tableau ci-dessous :

	FLEXION DE LA POUTRE au milieu.	
	Droite.	Gauche.
	m.	m.
Immédiatement après la charge.	0.003	0.003
3 heures après la charge.	0.003	0.003
6 heures après la charge.	0.003	0.003
Immédiatement après la décharge	0.000	0.000

Pour les épreuves de poids roulant, le train était composé comme suit :

Une machine mixte, 35 tonnes;

Deux wagons KF chargés à 5 tonnes;

Une voiture de voyageurs AB à 5 tonnes et deux KF chargés à 5 tonnes.

Le train d'épreuve est passé sur le pont avec des vitesses de 25, 35, 45 et 60 kilomètres à l'heure.

Les résultats des épreuves sont consignés dans le tableau suivant.

	FLEXION DE LA POUTRE.	
	Droite.	Gauche.
	m.	m.
Vitesse de 25 kilomètres	0.003	0.003
Vitesse de 35 Id.	0.003	0.003
Vitesse de 45 Id.	0.003	0.003
Vitesse de 60 Id.	0.003	0.0035

Après les épreuves le pont a repris sa position primitive

Métré du pont de 8m,00.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS. Poids par mètre courant.	Poids partiel.	Poids totaux.
					kilog.	kilog.	kilog.
Fers et tôles.							
Ames des poutres intermédiaires. .	4	8.900	0.580	0.008	36.192	322.11	1288.44
Cornières longitudinales	16	8.800	100×100	0 012	18.000	158.00	2534.40
Cornières verticales des extrémités.	16	0.480	100×100	0.012	18.000	8.64	138.24
Semelles ou plates-bandes horizontales	8	8.900	0.220	0.010	17.160	152 72	1221.76
Poutres de rive double T.	2	8.600	0.300	»	65.000	559.00	1118.00
Support du tablier double T. . . .	2	3.320	0.180	»	32.000	106.24	212.48
Entretoises de cornières.							
1° Supportant les rails.	60	0.6666	70×70	0.012	12.000	8.00	480.00
2° Supportant le plancher.	4	8.700	70×70	0.009	9.300	80.91	323.64
3° Supportant le plancher de la voie.	8	1.0491	70×70	0.009	9.300	9.75	78.00
4° Supportant les poutres de rive. .	10	1.376	70×70	0.009	9.300	12.80	128.00
5° Supportant les croisillons en cornières pour la voie	7	1.42	70×70	0.009	9.300	13.20	92.40
Garde-grèves.	2	»	0.400	0.003	9.300	63.00	126.00
Têtes de rivets employés pour jumeler les poutres, les cornières et les poutres de rive.	3454	»	»	»	»	0.072	248.68
Garde-corps (rivets compris). . . .	2	18.628	»	»	18.000	»	670.60
Poids total des fers et tôles. . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	8670.64
Boulons et tire-fonds.							
Boulons des longrines supportant les rails	60	»	»	»	»	0.400	24.000
Tirefonds des coussinets d'appui du tablier	24	»	»	»	»	0.125	3.000
Tirefonds des tôles et garde-grèves.	20	»	»	»	»	0.110	2.200
Poids total des boulons et tirefonds.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. .	. . . .	29.200
Fontes.							
Coussinets des supports du tablier.	6	»	»	»	»	20.00	120.00
Poids total des fontes.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	120.00
Plomb.							
Poids évalué du plomb pour scellement	»	»	»	»	»	»	50.00
Poids total du plomb.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	50.00
Bois.							m3
Longrines supportant les rails. . . .	2	8.900	0.400	0.080	»	0.285	0.570
Traverses supportant les coussinets d'appui.	2	3.070	0.320	0.130	»	0.153	0.306
Fourrures sur les poutres de rive. .	2	8.600	0.050	0.040	»	0.0015	0 003
Plancher. Voie.	1	8.900	0.965	0.080	»	0.687	0.687
Plancher. Accotements.	2	8.900	1.200	0.080	»	0.8544	1.708
Cube total des bois.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	3.274

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS. Poids par mètre courant.	Poids partiel.	Poids totaux.
							kil.
Poids et cubes calculés.							
RÉCAPITULATION.							
Poutres, sommiers, garde-corps et garde-grèves.	»	»	»	»	»	»	8670.64
Boulons et tirefonds	»	»	»	»	»	»	29.200
Fontes.	»	»	»	»	»	»	120.000
Plomb.	»	»	»	»	»	»	50.000
							m³
Plancher, longrines, traverses en chêne.	»	»	»	»	»	»	3.274

Pont métallique de 8ᵐ.00 *d'ouverture.*

DÉTAILS ESTIMATIFS.

DÉSIGNATION DES PIÈCES.	Numéros de la série.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles.	SOMMES totales.
		kilog.	francs.	francs.	francs.
Art. 1er. Fers et tôles des poutres longitudinales, sommiers, garde-corps, garde-grèves, pièces de pont, longerons, contreventements et têtes de rivets.		8760.64	0.55	4818.35	
Art. II. Boulons et tirefonds. . . .		29.200	0.75	219.00	
Art. III. Fonte rabotée.		120.000	0.60	721.00	
Art. IV. Plomb pour scellement. .		50.000	0.70	35.00	
Art. V. Planches, longrines, traverses en chêne.		m³ 3.274	145.00	474.73	5617.08

Soit 702f.13 par mètre courant d'ouverture.

PONT MÉTALLIQUE DE 14 MÈTRES D'OUVERTURE.

Emplacement. — Ce pont est construit sur le ruisseau de l'Estéoux sur la ligne d'Agen à Tarbes (partie comprise entre Villecomtal et le raccordement avec la ligne de Mont-de-Marsan à Tarbes), à 1 kilomètre en amont de la station de Rabastens.

Il se compose d'une travée de 14 mètres d'ouverture en poutres métalliques et de deux culées en maçonnerie.

Maçonneries. — Les maçonneries des culées sont construites pour deux voies; leur construction se compose de pierres de taille pour les angles, cordons et plinthes, et de moellons mosaïqués pour les parements du corps de la culée. Ces culées sont terminées par un garde-corps en maçonnerie de même nature et en prolongement avec les poutres métalliques.

Partie métallique. — La partie métallique, dont nous nous occupons spécialement, comprend pour une seule voie :

Deux poutres en tôle, pleines et reliées entre elles par des pièces de pont, le tout maintenu par un contreventement en plates-bandes de tôle, et supportant un tablier en bois de chêne, sur lequel reposent le ballast et la voie.

Les poutres ont $1^{m}.57$ de hauteur y compris les semelles qui ont $0^{m}.350$ de largeur et $0^{m}.01$ d'épaisseur. Elles sont formées d'une âme en tôle de 0.07 d'épaisseur, divisée en deux sur la hauteur, et reliées ensemble par un couvre-joint de $0^{m}.20$ de largeur, intérieur et extérieur, sur toute la longueur de la poutre: cette âme verticale est reliée, de chaque côté, aux semelles horizontales par des cornières de 0.100 de largeur sur 0.012 d'épaisseur, et divisée en panneaux de 2.60 de longueur, par des montants verticaux formant nervures extérieurement sur toute la hauteur de la poutre et composés d'une âme en tôle de 0.14 de

largeur sur 0.007 d'épaisseur et de cornières de $\frac{70.70}{9}$; intérieurement, par des goussets de 0.007 d'épaisseur et des cornières de $\frac{70.70}{9}$ régnant aussi sur toute la hauteur de la poutre.

A chacun de ces goussets de 0.350 de largeur, sont rivées des pièces de pont de 0.500 de hauteur, formées également d'une âme en tôle de 0.007 d'épaisseur, d'une semelle de 0.147 de largeur et de 0.007 d'épaisseur, et régnant, haut et bas, sur toute la longueur de la pièce de pont, et de cornières de $\frac{70.70}{9}$ encadrant cette pièce de pont.

A ces pièces de pont se rattachent des longerons de 0,400 de hauteur, composés comme les pièces de pont, sauf les semelles, et reliés auxdites pièces par des cornières d'attaches et des couvre-joints. Ces longerons sont placés sous les rails dans le sens de la longueur.

Le contreventement en forme de croix de saint André est composé de plates-bandes dans le sens horizontal en tôle de $\frac{0.100}{0.008}$; il maintient la solidarité dans la dilatation et empêche la déformation par le biais.

Sur ces longerons reposent des traverses où sont fixés les coussinets de la voie, et sur lesquelles est établi un plancher recouvert de ballast.

Principales dimensions de l'ouvrage.

	mètres.
Longueur totale des maçonneries d'extérieur à extérieur.	19.00
Longueur totale du tablier métallique.	15.70
Longueur entre parements des culées sous le cordon. . .	14.00
Longueur des murs en retour des culées.	2.50
Hauteur du socle des fondations au-dessous de la poutre.	4.123
Hauteur entre les hautes eaux et le dessous de la poutre.	0.763

CALCULS.

Nous exposerons le plus simplement possible, les calculs de ce pont qui se trouve dans les mêmes conditions de stabilité que les petits ponts sous-rails à une travée de 4, 6 et 8 mètres de portée; celui dont nous nous occupons, a une travée de 14 mètres, et doit être compris dans les ponts classés par la décision ministérielle du 26 février 1858, c'est-à-dire ayant une ouverture moindre que 20 mètres, reposant sur deux appuis et devant supporter un poids additionnel de 5000 kilog. par mètre linéaire de simple voie, qui correspond, comme on l'a déjà dit, au cas le plus défavorable du passage sur le pont de deux machines mixtes.

Ce pont se compose de deux poutres pleines reposant librement sur ses appuis, et de pièces de pont supportant la voie.

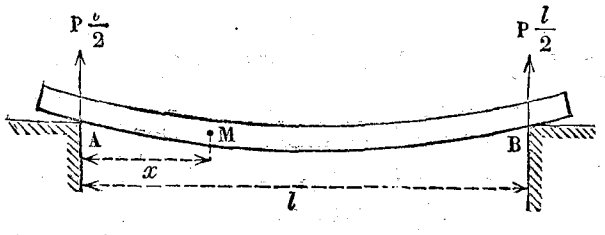
Nous avons à chercher d'abord la résistance d'une de ces poutres.

L'équation d'équilibre, pour ce cas, est la même que pour les petits ponts, c'est-à-dire que nous avons :

$$\frac{RI}{V} = 1/2\, px\,(l - x) \qquad (1)$$

Dans cette équation, il nous suffirait de substituer successivement les différentes valeurs de x correspondant aux points de la poutre que l'on veut considérer; et on obtiendrait alors les diverses valeurs de R en ces points, et par conséquent, la résistance de la section de la poutre. Mais comme notre intention est de simplifier,

Fig. 8.



le plus possible, tous ces calculs, nous allon considérer le point le plus défavorable, c'est-à-dire le milieu de la poutre ; car c'est effectivement en ce point que le moment de rupture atteint son maximum, comme on pourrait s'en rendre compte en faisant les calculs, et ainsi que l'indique la symétrie de la poutre.

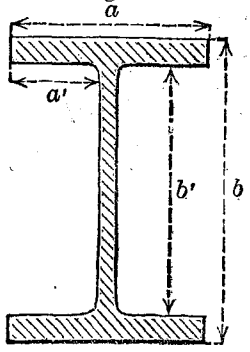
Si nous remplaçons donc dans la formule (1) toutes les quantités connues par leurs valeurs respectives, nous obtiendrons l'effort R que supporte cette pièce par millimètres carrés ; (p) charge uniformément répartie par mètre courant de simple voie ; comme nous ne considérons qu'une poutre, nous aurons donc :

$$\frac{5000^k}{2} = 2500^k.$$

(l) Longueur de la poutre entre les points d'appui $l = 14^m.00$.

$\frac{I}{V}$ Cette poutre est composée d'une âme en tôle, de quatre cornières et de deux semelles, et son moment d'inertie est :

Fig. 9.



$$I = \frac{1}{12}\left[ab^3 - 2(a'b'^3 + a''b''^3 + a'''b'''^3)\right],$$

$$V = \frac{b}{2},$$

$$\frac{I}{V} = \frac{ab^3 - 2(a'b'^3 + a''b''^3 + a'''b'''^3).}{6b}$$

$a = 350$	$b = 1550$
$2a' = 080$	$b' = 153$
$2a'' = 176$	$b'' = 1506$;
$2a''' = 024$	$b''' = 1330$

d'où en faisant les calculs numériques, il vient :

$$\frac{I}{V} = 38624.387.$$

L'équation correspondant au milieu de la poutre est :

$$x = \frac{l}{2};$$

d'où

$$\frac{RI}{V} = \frac{pl^2}{8}.$$

$$R = \frac{pl^2}{8 \times 38624.387} = \frac{2500 \times 14^{m}.000^{3}}{8 \times 38624.387} = 1^{k}.585.$$

Nous n'avons tenu compte dans les calculs qui précèdent, que d'une surcharge de 5 000 kilog. uniformément répartie par mètre courant de pont ; voyons maintenant quel sera le nouveau moment de rupture, en ajoutant à cette surcharge le poids de la construction qui se décompose comme il suit :

	kilog.
Poutres longitudinales	9 978.12
Pièces de pont.	3 645.88
Longerons.	2 042.60
Rails et coussinets.	1 265.60
Contreventement.	746.37
Tablier (comprenant ballast et plancher). . . .	8 580.00
Poids total du pont pour une voie.	26 258.57

d'où la charge par mètre courant de poutre, est :

$$\frac{26258.57}{2 \times 14} = 938^{k}.$$

En ajoutant ce nouveau poids à la surcharge d'épreuve, il vient :

$$p = \frac{5000}{2} = 2500 + 938 = 3438^{k},$$

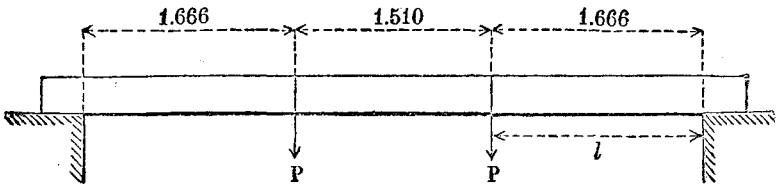
t la nouvelle valeur de R'

$$R' = R \times \frac{3438}{2500} = 1.375\ R' = 2.18.$$

D'où l'on voit que le poids de la construction ajouté à la charge d'épreuve, fait travailler le pont à environ $0^k.60$ de plus par millimètre quarré.

Pièces de pont. — Justifions d'abord par le calcul les

Fig. 10



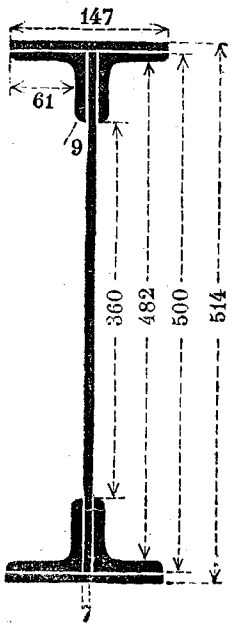
dimensions qui ont été données à la section transversale de cette pièce.

Nous supposerons cette pièce de pont simplement posée sur ses appuis et chargée de deux poids égaux, symétriquement placés par rapport au milieu de la pièce, et en outre, d'un poids uniformément réparti.

La valeur du moment de rupture maximum correspond au milieu de la portée de la pièce ; c'est donc pour la section qui se trouve en ce point qu'il convient de rechercher la relation qui exprime l'équilibre des forces.

L'équation d'équilibre est :

Fig. 11.



$$\frac{RI}{V} = Pl + \frac{pc^2}{2}, \qquad (1)$$

$$\frac{I}{V} = 1770665,$$

$$l = 1^m.295,$$

$$P = 335^k,$$

qui se décomposent ainsi

	kilog.
Poids d'un longeron.	185
Rails et coussinets.	150
Total.	335

(p) = charge par mètre courant de pièce de pont, formée de :

	kilog.
1° Poids dû à la surcharge $= 2.61 \times 5000 =$. . . .	13050
2° Poids de la pièce de pont.	520
3° Tablier comprenant plancher et ballast.	1591
Total.	15161

qui, répartis sur une longueur de $4^{m}.842$, donnent 3131 kilog.

$$C = 2.421.$$

Substituant, nous aurons :

$$R\frac{I}{V} = 9176330;$$

d'où

$$R = \frac{9176330}{1770665} = 5^{k}.18.$$

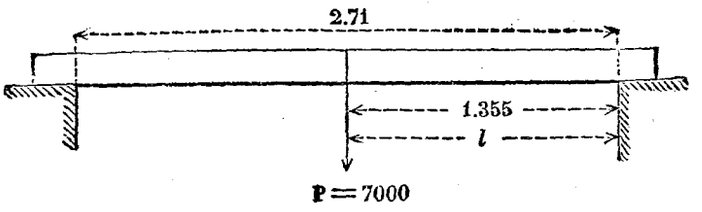
On remarque que dans notre calcul nous n'avons admis qu'une seule pièce de pont chargée; et comme les poutres longitudinales sont parfaitement entretoisées et ne subissent aucun effort de déversement, il s'ensuit que la pièce de pont peut être considérée comme étant encastrée par ses deux extrémités. Or l'encastrement complet doublerait la résistance de la pièce; si donc, pour plus de sécurité, nous n'admettons qu'un demi-encastrement, le résultat obtenu deviendra :

$$5^{k}.18 \times 0.75 = 3^{k}.985.$$

On voit que la résistance de la pièce est parfaitement assurée.

Longerons. — Ces pièces sont considérées comme étant simplement posées à leurs extrémités. Leur moment de rupture maximum se trouvera donc aussi au milieu de leur portée.

Fig. 12.

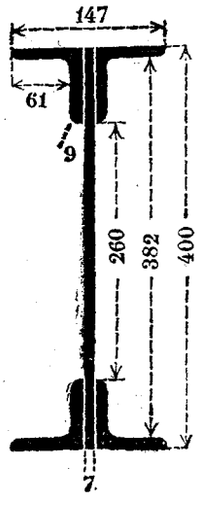


L'équation d'équilibre de la section, en cet endroit, est

$$R\frac{I}{V} = \frac{P}{2}\,l. \qquad (1)$$

La plus grande charge qu'un longeron ait à supporter est celle d'une roue motrice de machine, c'est-à-dire 7 000 kilog.

Fig. 13.



$$P = 7000^k$$

de l'équation (1) tirant la valeur de R, on obtient :

$$R = \frac{pl}{\frac{I}{V}\times 2}, \qquad (2)$$

$$\frac{I}{V} = \frac{(1.47\times 400^3) - 2(61\times 382^3) + (9\times 60^3)}{6\times 400}$$

$$I = 954579$$
$$P = 7000^k$$
$$l = 1.355.$$

Substituant, nous aurons :

$$R = \frac{7000\times 1.355}{954579\times 2} = 4^k.96.$$

Ainsi qu'on le voit, les coefficients auxquels travaille le fer dans les diverses pièces qui composent ce pont, sont encore inférieurs à la limite d'élasticité que l'on a l'habitude d'admettre dans les différentes constructions métalliques.

Pont métallique de 14 mètres d'ouverture sur l'Estéoux.

Métré à une voie.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiels.	totaux.
					kilog.	kilog.	kilog.
FERS ET TÔLES.							
1° *Poutres longitudinales.*							
Ame de 0.007	1	15.507	1.55	»	54.60	1312.58	
Semelles de 0.007	2	15.507	0.35	»	54.60	592.68	
Cornières courantes $\frac{100\times100}{12}$	4	15.507	»	»	17.00	1050.48	
Tôles des montants verticaux au droit des pièces de pont formant goussets d'attaches	7	1.55	0.41	»	»	284.34	
Cornières de $\frac{70\times70}{9}$ de ces montants verticaux	28	1.75	»	»	9.50	465.50	
Couvre-joints horizontaux de l'âme.	2	14.48	0.20	»	54.60	316.24	
Couvre-joints verticaux	2	1.35	0.60	»	54.60	88.44	
Couvre-joints des tables horizontales.	4	0.600	0.350	»	54.60	45.84	
Couvre-joints des cornières de $\frac{100\times100}{12}$ supérieurs	4	0.600	0.210	»	54.60	27.52	
Couvre-joints inférieurs	8	0.600	0.170	»	78.00	63.65	
Cornières de $\frac{100\times100}{12}$ pour support des traverses	1	14.48	»	»	17.00	246.16	
Têtes de rivets de 0.025 aux cornières de $\frac{100\times100}{12}$	1872	»	»	»	11.39 les 90 têtes	213.32	
Têtes de rivets de 0.022 aux cornières de $\frac{70\times70}{9}$ des montants.	925						
Têtes de rivets de 0.022 aux couvre-joints	740						
Têtes de rivets de 0.022 aux cornières supportant le plancher	88						
	1753	»	»	»	7.764 les 100 têtes	136.10	
Poids total d'une poutre						4846.75	
2 poutres semblables 4846.75×2							9693.50
2° *Pièces de pont.*							
Ame de 0.007	1	4.15		»	54.60	113.30	
Semelles de 0.007	1	4.50		»	54.60	36.12	
Idem	1	4.283		»	54.60	34.38	
Cornières de $\frac{70\times70}{9}$	2	4.85		»	9.50	92.15	
Idem	2	4.50		»	9.50	85.50	
Couvre-joints d'attache des pièces de pont aux goussets verticaux	4	0.440	0.350	»	54.60	33.63	
A reporter							9693.50

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS. par mètre courant.	partiels.	totaux.
					kilog.	kilog.	kilog.
Report	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	. . . . .	9693.50
Cornières de $\frac{70\times70}{9}$ pour attache des longerons aux pièces de pont.	8	0.33	»	»	9.50	25.08	
Têtes de rivets de 0.022 aux cornières.	564						
Têtes de rivets de 0.022 aux couvre-joints.	88						
Têtes de rivets de 0.022 aux cornières d'attache des longerons. .	32						
	684	»	»	»	7.764 les 100 têtes	53.11	
Poids total d'une pièce de pont. . . .		. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	473.27	
7 semblables 473.27×7.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	. . . . .	3312.89
3° *Longerons.*							
Ame de 0.007.	1	15.50	0.40	»	54.60	338.52	
Cornières de $\frac{70\times70}{9}$.	4	15.43	»	»	9.50	586.34	
Tôles d'attache des longerons aux pièces de pont.	7	0.600	0.15	»	54.60	34.40	
Fourrures sur ces tôles contre les semelles	6	0.460	0.15	»	54.60	22.60	
Têtes de rivets de 0.022.	780	»	»	»	7.764 les 100 têtes	60.55	
Poids total d'un longeron. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	1042.41	
2 semblables 1042.41×2. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	. . . . .	2084.83
							15091.20
4° *Contreventement.*							
Fers plats de $\frac{100}{8}$ pour tirants. . .	24	3.45	»	»	6.24	516.67	
Goussets du milieu.	5	0.560	0.600	»	54.60	91.73	
Goussets extrêmes	2	0.560	0.38	»	54.60	23.24	
Goussets d'assemblage sur les poutres	10	0.600	0.28	»	54 60	91.73	
Goussets aux extrémités.	4	0.38	0.28	»	54.60	23.24	
Têtes de rivets de 0.022.	576	»	»	»	7.764 les 100 têtes	44.72	
						791.33	
Poids total du contreventement. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	. . . . .	791.33
Tôle, garde-grèves aux abords du pont	2	5.20	0.800	»	31.20	259.58	259.58
Poids total des fers et tôles. . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	. . . . .	16142.12
Fers des glissières et boulons. . . .	4				12.00	48.00	48.00
Fonte.							
Fonte pour plaque d'appui sur les culées.	4				110.00	440.00	440.00
Poids total des fontes.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	. . . . .	440.00

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiels.	totaux.
					kilog.	kilog.	kilog.
Plomb.							
Plomb pour scellement.	4	»	»	»	25	100	100
Plancher.						m³	
Traverses en chêne du tablier. . . .	18	4.85	0.25	0.13	»	2.84	
Platelage en chêne au-dessus des traverses.	1	15.51	4.85	0.05	»	3.76	m³ 6.60
RÉCAPITULATION.							kilog.
1° Fers et tôles.	»	»	»	»	»	»	16 142.1
2° Fers des glissières et boulons. .	»	»	»	»	»	»	48.0
3° Fontes.	»	»	»	»	»	»	440.0
4° Plomb.	»	»	»	»	»	»	100.0
5° Plancher.	»	»	»	»	»	»	m³ 6.60

Pont métallique de 14 mètres sur l'Estéoux.

Détail estimatif.

DÉSIGNATION des pièces.	Numéros de la série.	QUANTITÉS	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles.	totales.
		kilog.	francs.	francs.	francs.
Art. 1er. Fers et tôles des poutres longitudinales, pièces de pont, longerons, contreventements et têtes de rivets.		16142.12	0.55	8878.16	
Art. 2. Fers des glissières et boulons.		48.00	0.75	36.00	
Art. 3. Fonte rabotée.		440.00	0.60	264.00	
Art. 4. Plomb pour scellement. . .		100.00	0.70	70.00	
Art. 5. Longrines diverses, madriers des planchers, toute fourniture et main-d'œuvre.		m³ 6.60	145.00	957.00	10205.16
Soit par mètre courant d'ouverture.					728.94

Épreuves. — Les épreuves de ce pont ont été faites conformément à la décision ministérielle du 26 février 1858.

Pour les épreuves de poids mort, les ponts ont été chargés de 5 000 kilogrammes par mètre courant, la charge d'épreuve est demeurée au moins huit heures sur le pont.

Pour les épreuves de poids roulant, le train était composé comme suit :

1° Pour les vitesses de 25 à 35 kilomètres à l'heure :

Une machine mixte, 37 tonnes,
Deux wagons K*f* chargés à 5 tonnes,
Une voiture à voyageurs AB, 5 tonnes,
Deux K*f* chargés à 5 tonnes,
Huit wagons J, chargés à 10 tonnes,
Et un K*f* chargé à 5 tonnes;

2° Pour les vitesses de 40 et 60 kilomètres à l'heure :

Une machine mixte, 37 tonnes,
Deux wagons K*f* chargés à 5 tonnes,
Une voiture à voyageurs AB, 5 tonnes,
Et deux K*f* chargés à 5 tonnes.

Le train d'épreuve est passé sur le pont avec des vitesses de 25, 35, 40 et 60 kilomètres à l'heure.

La flexion et le relèvement ont été observés au moyen de règles à coulisses en chêne à frottement dur.

Les résultats des épreuves sont consignés dans le tableau suivant :

Épreuve au poids mort.

	FLEXION DE LA POUTRE au milieu.	
	Droite.	Gauche.
	mètres.	mètres.
Immédiatement après la charge.	0.004	0.005
5 heures après la charge.	0.005	0.006
8 heures après la charge.	0.005	0.006
10 heures après la charge.	0.005	0.006
12 heures après la charge.	0.000	0.000

Épreuve au poids roulant.

	FLEXION DE LA POUTRE.	
	Droite.	Gauche.
	mètres.	mètres.
Vitesse de 25 kilomètres.	0.004	0.004
Vitesse de 35 kilomètres.	0.004	0.004
Vitesse de 45 kilomètres.	0.004	0.004
Vitesse de 60 kilomètres.	0.004	0.004

Après les épreuves, le pont a repris sa position primitive.

DEUXIÈME SECTION

PONTS MOYENS

DEUXIEME SECTION

PONTS MOYENS

PONT MÉTALLIQUE SUR LE GERS A DEUX TRAVÉES DE 15 MÈTRES D'OUVERTURE CHACUNE.

Emplacement.—Ce pont est construit sur la ligne d'Agen à Tarbes à l'endroit où elle traverse le Gers en amont du moulin de Layrac dans un bief où l'eau est retenue à une hauteur maximum de $0^{m}.89$ au-dessus du socle.

Dimensions principales.—Cet ouvrage est composé de deux travées ayant chacune $14^{m}.949$ d'ouverture sous le cordon.

Les principales ordonnées de l'ouvrage sont :

Terrain naturel.	+ 45.62
Retenue du moulin.	+ 43.75
Dessous des poutres.	+ 51.00
Niveau des rails.	+ 51.93
Au-dessus des poutres.	+ 52.78

Maçonneries. — Les maçonneries (deux culées et une pile) sont construites avec du calcaire dur du pays.

Les socles, les angles des culées, les avant-becs et les arrière-becs des piles, les cordons et les dés sur les parapets des culées sont en pierre de taille.

Les panneaux sont en moellons smillés.

L'ouvrage est fondé sur le tuf mis à nu et tenu à sec pendant la construction au moyen de pompes Letestu dont

une était manœuvrée à bras d'homme, et une deuxième au moyen d'une locomobile à vapeur.

Pour faciliter les moyens de construction des fondations et les épuisements, le bief du moulin a été mis à sec par l'ouverture des vannes de décharge. Pour enlever la couche de vase et de gravier reposant sur le tuf, il a fallu faire des enceintes provisoires à la pile et à la culée (côté d'Auch).

Les maçonneries sont faites pour deux voies.

Les culées ont les faces avec un fruit de 1/30me d'une maçonnerie à redans qui, suivant l'axe du chemin de fer, ont pour largeurs :

	mètres.
Au-dessous des poutres.	1.75
Au niveau du sol.	2.45
Au niveau du béton.	3.15

La longueur des murs en retour est de 4 mètres; ces murs en retour sont composés de redans dont les dimensions suivent :

	mètres.
Sous la plinthe.	1.75
Au niveau du sol.	2.45
Au niveau du béton.	3.15

Des quarts de cône empierrés sont formés autour des culées. La pile est bâtie dans les mêmes conditions que les culées et avec le même fruit 1/30me.

Tablier métallique. — Le tablier métallique est posé pour une voie seulement; il se compose de deux poutres en tôle pleines et reliées entre elles par des pièces de pont, le tout maintenu par un contreventement en plates-bandes de tôle et supportant un plancher en bois de chêne sur lequel reposent le ballast et la voie.

Poutres en tôle, pièces de pont et longerons. — Les poutres en tôle ont une hauteur de 1m.82 y compris les semelles qui ont 0.35 de largeur et 0.010 d'épaisseur; elles ont une âme en tôle de 0.008 d'épaisseur, reliée de

chaque côté aux semelles par des cornières de 0.100 sur 0.012, et divisées en panneaux de $3^{m}.30$ de longueur par des montants verticaux, formant nervures et composés d'une âme en tôle de 0.008 et de cornières de 0.070 sur 0.012. A chacun de ces montants intérieurs, sont rivés, avec des goussets de 0.350 de large, des pièces de pont de 0.570 de hauteur formées également d'une âme en tôle de 0.008, de deux semelles régnant sur une partie de la longueur, et de deux cornières de $\frac{0.070}{0.012}$ auxquelles se rattachent des longerons de 0.450 ayant, comme les pièces de pont, une âme en tôle de 0.008 et des cornières de $\frac{0.07}{0.012}$. Ces longerons sont placés sous les rails.

Contreventement. — Le contreventement en forme de croix de Saint-André est composé de plates-bandes de tôles de $\frac{0.008}{0.100}$; il maintient la solidarité dans la dilatation et le retrait et empêche la déformation par le biais.

Des traverses sur lesquelles sont fixés les coussinets de la voie et sur lesquelles est établi un plancher recouvert de ballast, reposant sur les longerons.

Montage du pont. — Le montage du tablier a été fait sur les remblais, les poutres reposant sur des rouleaux, fixes, préalablement placés, et ce tablier a été roulé en place au moyen d'un treuil à bras.

Plancher. — Des madriers reposant sur le contreventement forment le plancher.

Ballast. — Une couche de ballast entre les rails recouvre le plancher sur toute sa longueur.

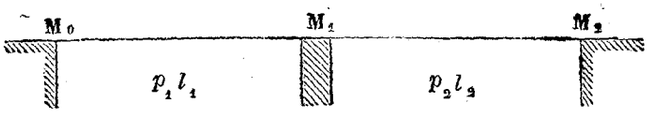
CALCULS.

Ce pont n'ayant que deux travées, la marche des calculs sera la même que pour le pont de la Grande Baïse; c'est-à-

dire que nous simplifions, comme nous avons fait pour ce pont, les formules qui servent à justifier les différentes pièces du pont que nous voulons calculer.

La formule fondamentale est celle-ci :

Fig. 14.



$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2), M_1 + l_2 M_2 = 1/4(p_1 l^3{}_1 + p_2 l^3{}_2). \quad (1)$$

Au moyen de cette formule nous chercherons d'abord quelle est la valeur de M_1 qui est le moment exercé sur la pile, et qui nous est utile pour trouver le moment maximum sur un point quelconque de la travée.

$$M_0 = M_2 = 0,$$
$$l_1 = l_2 = l = 15,$$

$p_1 = p_2 =$ 1 000 kil., poids mort,

P = . . . 2 000 kil., charge d'épreuve pour une poutre et la moitié du tablier.

Reprenant l'équation (1) nous avons :

$$2(2l)M_1 = 1/4\, l^3(p_1 + p_2),$$

d'où

$$M_1 = \frac{15^2}{16}(p_1 + p_2).$$

Le pont n'ayant que deux travées, nous pouvons admettre trois hypothèses et calculer numériquement la valeur maximum de M pour chacune de ces hypothèses.

1re hypothèse. . . . . Aucune travée chargée.
2e hypothèse. . . . . La première travée chargée seulement.
3e hypothèse. . . . . Les deux travées chargées.

Valeur de M, *moment sur la pile.*

1re hypothèse. $M_1 = \frac{225}{16}(1000 + 1000) = 28125,$

2e id. $M_1 = \frac{225}{16}(3000 + 1000) = 56250,$

3e id. $M_1 = \frac{225}{16}(3000 + 3000) = 84375.$

Cherchons maintenant les valeurs de x maximum.

$$x = \frac{1}{2} l + \frac{M_0 - M_1}{pl}, \qquad (3)$$

ce qui donne

1re hypothèse. $x = 5.63.$

2e id. $x = 6.25.$

3e id. $x = 5.63.$

Les valeurs de x maximum pour les trois hypothèses étant trouvées, nous devrons établir les moments de x maximum, au moyen de la formule

$$M_x = M_0 + \frac{1}{2} px^2 - \frac{1}{2} plx - \frac{M_0 - M_1}{l} x;$$

d'où

$$M_x = \frac{1}{2} px^2 - 1/2\, plx + \frac{M_1}{l} x. \qquad (4)$$

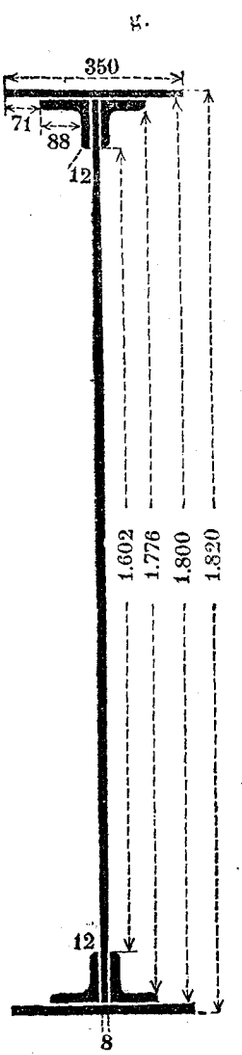
Si donc nous remplaçons dans la formule (4) les lettres par leurs valeurs numériques, nous aurons pour les trois hypothèses :

1re hypothèse. $M_x = 1/2\,1000 \times 5.\overline{63}^2 - 1/2\,1000 \times 15 \times 5.63 - - \frac{28125}{15} \times 5.63 = - 15819.$

2e id. $M_x = 1/2\,3000 \times 6.\overline{25}^2 - 1/2\,3000 \times 15 \times 6.25 - - \frac{56250}{15} \times 6.25 = - 67973.$

3e hypothèse. $M_x = 1/2\,3000 \times 5.63^2 - 12/3000 \times 15 \times 5.63 - \frac{84375}{15} \times 5.63 = -47457.$

A l'aide de ces moments maximums établis ci-dessus, il est facile, en se servant des moyens ordinaires, de tracer la parabole qui doit nous donner graphiquement la courbe-enveloppe maximum des moments de rupture, sur les points d'appui et entre les travées, et qui peut servir à comparer ces moments de rupture avec les moments de résistance de la poutre dans sa partie la plus fatiguée.



La section de la poutre étant égale sur toute sa longueur, nous avons à chercher sa résistance sur la pile, qui est l'endroit où nous avons trouvé le plus fort moment de rupture.

La section est de forme I indiquée ci-contre.

Le moment de résistance nous est donné par la formule :

$$M_x = \frac{RI}{V'},$$

dans laquelle nous avons :

R = coefficient de résistance = 6.000,000,

I moment d'inertie =

$$2\left(\frac{a'b'^3 + a''b''^3 + a'''b'''^3}{12}\right),$$

c'est-à-dire

$$\frac{0.350 \times 1.820^3 - 2(0.071 \times 1.80^3 + 0.088 \times 1.776^3 + 0.012 \times 1.600^3)}{12}$$

$$V' = 1/2\,b = 0.910$$

En faisant les calculs, on obtient pour le moment de résistance de la poutre :

$$M_r = 114.060.$$

Ce moment de résistance, calculé pour un travail du fer à 6 kilogrammes par millimètre quarré, est supérieur au moment maximum de rupture de 29685, et l'on voit que le fer en cet endroit ne travaillera jamais à plus de $4^k.38$ par millimètre quarré.

Pièces de pont. — Les pièces de pont sont espacées de 3.30 d'axe en axe; nous calculerons une de ces pièces en la considérant comme simplement posée sur deux appuis.

Fig. 16.

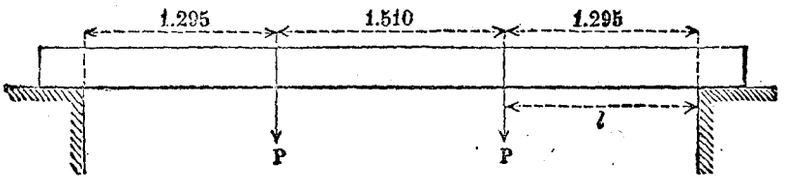
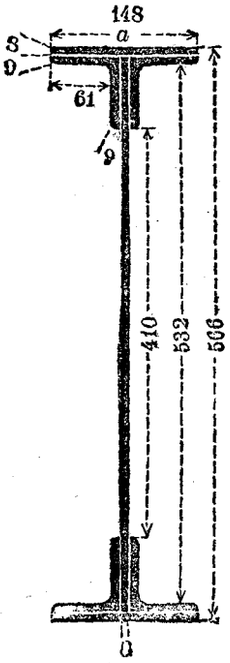


Fig. 17.



Dans ce cas, il est évident comme on l'a déjà vu que la valeur maximum de rupture correspond au milieu de la pièce. Le même calcul nous donne la relation qui exprime l'équilibre en cet endroit.

L'équation d'équilibre est :

$$\frac{RI}{V'} = Pl - \frac{pc^2}{2}. \qquad (1)$$

or

$$\frac{I}{V'} = \frac{ab^3 - 2(a'b'^3 + a''b''^3)}{6b} = 2.127.750. \qquad (2)$$

Les données numériques seront donc :

$$\frac{I}{V'} = 2.127.750,$$
$$c = 2.050,$$
$$l = 1.295,$$
$$P = 296 \text{ kil.}$$

décomposés comme suit :

	kilog.
Poids d'un longeron.	146
Rails et coussinets.	150
Total.	296

p charge par mètre courant de pièce de pont.

	kilog.
1° Poids dû à la surcharge $= 3.30 \times 5\,000 =$. . . .	16 500
2° Poids de la pièce de pont.	520
3° Tablier comprenant plancher et ballast.	2 762
Total.	16 782

ui, répartis sur une longueur de $4^{m}.10$, donnent 4825 kilog.

En remplaçant dans la formule (1) par les valeurs réelles. Nous aurons

$$R\frac{I}{V'} = 296 \times 1.295 + \frac{4825 \times 2050^2}{2} = 12642332;$$

d'où

$$R = \frac{12647332}{2.127.750} = 5^{k}.94.$$

Fig. 18.

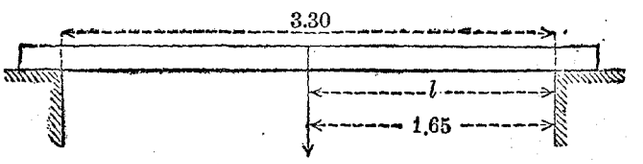
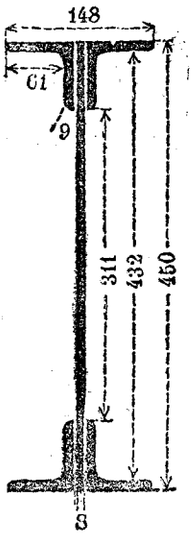


Fig. 19.



Longerons. — Les longerons espacés de $1^{m}.510$ ont une hauteur de $0^{m}.450$. Leur moment de rupture maximum est aussi comme pour la pièce de pont au milieu de leur portée.

L'équation d'équilibre est :

$$R\frac{I}{V} = \frac{P}{2}l. \qquad (1)$$

De l'équation (1) tirant la valeur de R, on obtient :

$$R = \frac{pl}{\frac{I}{V} \times 2}, \qquad (2)$$

$$\frac{I}{V'} = \frac{ab^3 - 2(a'b'^3 + a''b''^3)}{6b},$$

d'où

$$\frac{I}{V} = \frac{148 \times 450^3 - 2(61 \times 432^3 + 9 \times 311^3)}{6 \times 450} = 1{,}151{,}651.$$

Reprenant la formule (1), il vient :

$$R = \frac{7000 \times 1650}{1.151.651 \times 2} = 5 \text{ kil.}$$

Épreuves. — Les épreuves du pont métallique construit sur le Gers ont été, conformément aux prescriptions ministérielles, de deux sortes, l'une au poids mort, l'autre au poids roulant.

Ainsi qu'on l'a vu précédemment, le pont du Gers est composé de deux travées de $14^m.94$ d'ouverture chacune, et présentant une longueur totale de tablier de $29^m.88$. La charpente métallique est composée de deux poutres semblables, solidaires entre elles, supportant la voie de droite en venant d'Agen. La charge pour le poids mort a commencé par la première travée (celle côté d'Agen) le 11 novembre 1865, à deux heures du soir, et a duré jusqu'à dix heures du soir; c'est-à-dire pendant huit heures, ainsi que cela est prescrit par les décisions ministérielles relatives aux épreuves des ponts métalliques.

La charge obtenue au moyen de deux machines était de $110^t.500$ tandis que la charge réglementaire, calculée à raison de 4 tonnes par mètre courant d'ouverture, ne devait être que de $5 \times 14.94 = 74^t.700$.

Des repères avaient été posés de manière à faire connaître la position initiale du milieu de chaque poutre, et celles correspondantes aux diverses périodes du chargement. A cet effet, pour chaque poutre, un premier repère avait été tracé sur un madrier encastré à chacune de ses extrémités dans la tôle formant T de la poutre, et qui, par conséquent, reproduisait tous les mouvements dans le sens

vertical provoqué par la charge de la poutre. Un second repère, rattaché d'une manière précise au premier, était tracé sur un autre madrier invariable de position et entièrement indépendant du pont. Les faces de ces madriers étaient situées dans des plans parallèles et suffisamment rapprochées, sans toutefois donner lieu à aucun frottement. La poutre s'abaissant ou se relevant, la distance initiale entre les deux repères variait, et la distance en plus ou en moins, que l'on mesurait avec toute la précision désirable faisait connaître l'abaissement ou le relèvement de la poutre en son milieu, puisque les repères avaient été posés de manière à correspondre au milieu de chaque travée. Pour déterminer le mouvement du pont sur les glissières, des marques au burin avaient été primitivement tracées sur les siéges des glissières, de manière à fixer la longueur comprise entre cette marque et l'extrémité des glissières avant toute expérience. La différence entre cette longueur primitive, et celle mesurée pendant le chargement permettait de faire connaître le mouvement horizontal du pont sur les glissières.

La première travée étant chargée comme nous l'avons dit précédemment, l'abaissement maximum constaté (voir le tableau ci-annexé) a été de $6^{mm}.5$ pour la poutre de droite et de 5 millimètres pour la poutre de gauche. Cet abaissement a été obtenu immédiatement après la charge, et les poutres sont revenues à leur position primitive dès que la travée a été libre. Pendant la charge le maximum de la marche des glissières a été inappréciable. La charge au poids mort de la deuxième travée a commencé le 11 novembre à dix heures du soir et a duré jusqu'à six heures du matin, c'est-à-dire pendant huit heures. L'abaissement maximum constaté a été de 8 millimètres pour la poutre de droite et de 5 millimètres pour la poutre de gauche. Comme pour la première travée, les flexions se sont produites presque immédiatement après la charge, et ont cessé

dès que la charge a été enlevée; le mouvement des glissières a été, comme pour la première travée, insensible. Chaque travée ayant été éprouvée séparément, on a dû procéder à la charge simultanée des deux travées. La longueur totale du tablier étant de $29^{m}.88$, la charge réglementaire à raison de 5 tonnes par mètre courant devait être de $149^{t}.400$. La charge effective était de $150^{t}.700$ (comme il est établi dans le tableau annexé). Le chargement commencé le 12 novembre à onze heures du matin, a duré jusqu'à neuf heures du soir. La charge totale est restée dix heures sur le tablier. Les flexions maxima pour chacune des poutres sont les suivantes :

		millim.
Travée n° 1. . .	Poutre de droite.	4.5
	Poutre de gauche.	4.5
Travée n° 2. . .	Poutre de droite.	3.5
	Poutre de gauche. . . .	5.5

Le tableau donnant les résultats constatés d'heure en heure fait voir que, pour chaque poutre, la flexion maxima a été obtenue à un millimètre près, immédiatement après la charge, et que les poutres ont repris leur position initiale dès que la charge a été enlevée. Le mouvement des glissières a été inappréciable. Les épreuves de vitesses, auxquelles nous avons procédé le 27 novembre 1865, sont de deux sortes :

1° Épreuve à petite vitesse.
2° Épreuve à grande vitesse.

Pour les épreuves à petite vitesse, le train était composé comme suit : trois machines mixtes avec leur tender et formant un poids total de, y compris l'eau et le combustible au complet, $128^{t}.100^{k}$.

Ainsi composé, le train a été d'abord lancé à des vitessse successives de 30 à 50 kilomètres à l'heure, mesurées au

moyen d'une montre à secondes, à l'aide de laquelle on calculait le moment précis où le train entrait sur le tablier du pont et celui où il en sortait. Le tableau relatif aux épreuves du poids roulant donne, pour chaque poutre, l'abaissement en son milieu. Le maximum constaté est de 7 millimètres. Il est relatif aux poutres de gauche des travées n° 1 et 2. Pour les épreuves à grande vitesse, le train était composé comme pour les épreuves à petite vitesse. Ainsi composé, le train a marché à des vitesses successives de 50 à 80 kilomètres à l'heure, la flexion maximum constatée a été de 7 millimètres, elle est relative aux poutres de gauche des travées nos 1 et 2 ; chacune des travées est du reste revenue à sa position d'équilibre après le passage du train.

Les tableaux qui suivent indiquent sommairement les résultats obtenus dans les deux séries d'épreuves :

PONT SUR LE GERS.

Tableau des épreuves au poids mort.

DATES ET HEURES des opérations.	NUMÉROS DES TRAVÉES.				GLISSIÈRES.				Observations.
	1		2		Culée droite.		Culée gauche.		
	Poutre de gauche.	Poutre de droite.	Poutre de gauche.	Poutre de droite.	Côté gauche.	Côté droit.	Côté gauche.	Côté droit.	
				1° *Épreuves partielles.*					
1er novembre 1865.	mill.	mill.	mill.	mill.	mill.	mill.	mill.	mill.	
2 heures du soir. . .	5	6.5	»	»	1	1	1	1	(1)
11 novembre 1865.									
10 heures du soir. . .	»	»	5	8	»	»	»	»	
				2° *Épreuves simultanées ou chargement général du pont.*					
12 novembre 1865.									
11 heures du matin. .	4.5	4.5	5.5	3.5	»	»	»	»	(2)

(1) Le chargement se composait : tonnes.

1° D'une machine Engerth pesant. .	67 800
2° D'une machine mixte pesant. . .	42 700
Poids total.	110 500

(2) Le chargement se composait :

1° De trois wagons chargés de rails pesant ensemble.	40 200
A reporter, ...	40 200
Report.	40 200
2° D'une machine Engerth.	67 800
3° D'une machine mixte.	42 700
Poids total.	150 700

Immédiatement après la charge les poutres ont atteint les flexions constatées ci-contre à 1 millimètre près, c'est-à-dire que cette flexion n a augmenté durant 8 heures environ que de 1 millimètre.

PONT SUR LE GERS.

Tableau des épreuves subies au poids roulant (petite et grande vitesse).

DATES ET HEURES des épreuves.	Numéros des épreuves.	POIDS du train en tonnes.	VITESSE en train à chaque épreuve.	ABAISSEMENT EN MILLIMÈTRES subi par chaque poutre en son milieu.				Observations.
				Travée 1.		Travée 2		
				Poutre de gauche.	Poutre de droite.	Poutre de gauche.	Poutre de droite.	
7 novembre 1865.		tonnes.	kilom.	mill.	mill.	mill.	mill.	
3 heures 50 minutes du soir.	1	128 100	30	5	5	5.5	5	(1)
3 heures 55 minutes du soir.	2	128 100	50	7	6	7	6	
4 heures du soir.	3	128 100	80	7	6	7	6.5	

(1) Le train pesant 128t 100 était composé de trois machines mixtes avec leur tender, l'eau et le combustible au complet.

Pont métallique sur le Gers, à Layrac.

MÉTRÉ.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiels.	totaux.
					kilog.	kilog.	
Poutres longitudinales.							
Ame verticale de la poutre.	1	33.148	1.80	0.008	62.40	3723.41	
Couvre-joints verticaux.	8	1.60	0 60	0.008	62.40	479.23	
Couvre-joints horizontaux.	2	28.97	0.20	0.008	62.40	723.84	
Tables horizontales.	2	33.148	0.35	0.010	78.00	1809.60	
Couvre-joints des tables horizontales.	8	0.60	0.35	0.010	78.00	131.04	
Cornières horizontales.	4	33.148	0.10 / 0.10	0.012	18.50	2453.10	
Couvre-joints des cornières.	24	0.60	0.208	0.010	78.00	234.00	
Nervure en tôle au droit des pièces de pont.	11	1.80	0.171	0.008	62.40	211.27	
Cornières de ces tôles.	22	2.05	0.07 / 0.07	0.009	9.50	428.45	
Cornières soutenant les solives du plancher.	1	33.148	0.07 / 0.07	0.009	9.50	314.91	
Couvre-joints de ces cornières.	12	0.60	0.107	0.008	62.40	31.45	
Goussets d'attache des pièces de pont.	11	1.70	0.29	0.008	62.40	338.39	
Cornières verticales fixant les goussets aux poutres.	22	1.85	0.07 / 0.07	0.009	9.50	386.65	
Têtes de rivets de 25.	7080	»	»	»	0.120	849.60	
Têtes de rivets de 22.	2112	»	»	»	0.088	185.86	
Têtes de rivets de 18.	1720	»	»	»	0.053	91.16	
Poids d'une poutre.						12401.96	kilog.
Poids de deux poutres semblables. .							24803.92
Pièces de pont.							
Ame verticale.	1	4.78	0.55	0.008	62.40	164.21	
Semelles horizontales.	2	2.70	0.148	0.010	78.00	62.40	
Cornières horizontales.	4	4.78	0.07 / 0.07	0.009	9.50	181.64	
Couvre-joints sur les goussets.	4	0.44	0.41	0.008	62.40	44.93	
Cornières d'attache des longerons aux pièces de pont intermédiaires. . . .	8	0 48	0.07 / 0.07	0.009	9.50	36.48	
Têtes de rivets de 22.	266	»	»	»	0.088	23.41	
Têtes de rivets de 18.	112	»	»	»	0.053	5.94	
Poids d'une pièce de pont.						519.01	
Poids de 11 pièces semblables. . .							5709 11
Longerons.							
Ame verticale.	1	33.00	0.48	0.008	62.40	988.35	
Cornières horizontales.	4	33.00	0.07 / 0.07	0.009	9.50	1254.00	
Couvre-joints sur les pièces de pont intermédiaires.	9	0.60	0.148	0.008	62.40	49.87	
Couvre-joints sur les pièces extrêmes.	2	0.37	0.148	0.008	62.40	6.86	
Têtes de rivets de 22.	1326	»	»	»	0.088	116.69	
Têtes de rivets de 18.	256	»	»	»	0.053	13.57	
Poids d'un longeron.						2429.34	
Poids de deux semblables.							4858.68
A reporter.							35371.71

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiels.	totaux.
					kilog.	kilog.	kilog.
Report.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	35 371.71
Contreventement.							
Fers plats formant tirant.	80	2.00	0.100	0.003	78.00	998.40	
Goussets d'assemblage sur les poutres.	18	0.60	0.23	0.008	62.40	155.00	
Goussets d'assemblage aux extrémités.	4	0.30	0.23	0.008	62.40	17.22	
Goussets d'assemblage sur les pièces de pont intermédiaires.	9	0.60	0.48	0.008	62.40	161.74	
Goussets d'assemblage extrêmes. . . .	2	0.37	0.48	0.008	62.40	22.46	
Têtes de rivets de 18.	1840	»	»	»	0.053	97.53	
						1452.35	1452.35
Poids total des fers et tôles.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	36824.06
Glissières et boulons.							
Fers des glissières et boulons évalués.	»	»	»	»	»	»	500.00
Fonte pour plaques d'appui.						par mètre courant.	
Sur les culées.	4	»	»	»	»	68.00	272.00
Sur les piles.	2	»	»	»	»	137.00	274.00
							546.00
Plancher en chêne.						m³	m³
Solives.	34	4.78	0.22	0.126	»	4.510	10.850
Madriers.	1	33.148	4.78	0.04	»	6.340	

Décompte définitif.

DÉSIGNATION des pièces.	Numéros de la série.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles.	totales.
Article 1er.					
Fers et tôles des poutres horizontales, pièces de pont, longerons, contreventement et têtes de rivets. . . .	1	kilog. 35511.00	francs. 0.70	francs. 24857.70	
Article 2.					
Boulons et tirefonds.	6	145.00	0.75	109.20	
Article 3.					
Fonte pour plaques d'appui.	4	512.00	0.38	194.56	
Article 4.					
Plomb.	7	146.00	0.60	87.60	
Article 5.		m³			
Bois.	8	10.85	120.00	1302.00	francs.
				26551.06	26551.06

Soit 885f.03 par mètre courant d'ouverture.

PONT MÉTALLIQUE SUR LA GRANDE BAISE A 2 TRAVÉES DE 19m.80 D'OUVERTURE CHACUNE.

Emplacement. — Cet ouvrage est construit sur la ligne d'Auch à Mirande, entre la station de l'Ile-de-Noé et de Mirande, à 3 kilomètres de cette dernière.

Maçonnerie. — Le pont est formé de deux travées métalliques de 19m.80 chacune séparées par une pile dont l'épaisseur mesurée à la partie supérieure, et suivant l'axe du chemin de fer, est de 2 mètres, et de deux culées en maçonnerie de 8m,50 de longueur prise dans la direction des murs en retour.

Les fondations de ces maçonneries reposent sur des pieux reliés par un système de moises et palplanches formant plate-forme, sur laquelle sont établis les massifs de béton qui supportent l'ouvrage.

Ces massifs ont une hauteur de 2 mètres et forment une saillie de 0m,50 sur les maçonneries.

Les culées et la pile ont un fruit de 0m,02 pour 1 mètre, les têtes des culées sont verticales, leur distance mesurée au parement est de 8m,50. Elles sont surmontées d'un parapet en maçonnerie de 0m,40 d'épaisseur, dont la hauteur est de 0m,90 au-dessus du rail.

Les angles des culées, les plinthes et les bahuts des parapets sont exécutés en pierre de taille.

Les parements vus sont en moellons mosaïqués.

La culée est évidée en fer à cheval et à redans du côté des remblais.

La pile dans le sens perpendiculaire à l'axe du chemin de fer a 13m,60, y compris les avant-becs.

Les parements des avant-becs sont exécutés en pierre de taille ainsi que le cordon, et les faces normales à l'axe du chemin de fer sont en moellons mosaïqués.

Partie métallique.

Poutres longitudinales. — Le tablier établi pour une voie se compose de deux poutres longitudinales en charpente de fer, espacées de $5^m,098$ d'axe en axe et reposant sur la pile et les culées.

L'espace libre entre les poutres est de $4^m,70$. La hauteur de chaque poutre prise entre les faces intérieures des tables horizontales est de $3^m,20$. Ces tables sont formées chacune d'une feuille en tôle de $0^m,600$ de largeur sur $0^m,007$ d'épaisseur renforcée elle-même par une tôle additionnelle de même dimension se développant de chaque côté de la pile sur une longueur de $6^m,50$.

Ces deux tôles sont réunies entre elles par six rangs de rivets espacés de $0^m,100$ dans le sens longitudinal des poutres.

Les tables supérieures et inférieures sont entretoisées par des montants verticaux espacés de $3^m,20$ d'axe en axe de la partie comprise entre les culées.

Un panneau plein de $1^m,573$ termine chaque extrémité de poutre.

La longueur totale de la poutre est de $44^m,747$, les montants sont formés de deux tôles de $0^m,398$ de largeur sur $0^m,007$ d'épaisseur réunies par deux couvre-joints de $0^m,006$ d'épaisseur.

Quatre cornières $\frac{70.70}{9}$ sont rivées sur les bords extérieurs des montants et sur toute leur hauteur.

L'assemblage de chaque montant avec les tables horizontales se fait par quatre goussets placés dans les angles des panneaux et rivés sur les cornières des montants.

Ces goussets servent à empêcher le voilement des tables horizontales et celui des montants.

La paroi verticale est formée pour chaque poutre de

deux tôles longitudinales de 0.007 d'épaisseur sur 0.600 de largeur, placées dans l'axe de la poutre et réunies aux tables supérieures et inférieures par quatre cornières de 0.100, et à chaque montant vertical par huit cornières de 0.070.

Ces tôles servent à assembler les croisillons en rails Barlow, dont la forme se prête à cet usage.

Ces croisillons présentent pour leur assemblage avec les tôles de la paroi verticale un large empatement qui permet d'appliquer pour chaque joint deux rangs de rivets de 0,025 de diamètre, soit seize rivets donnant une section totale de 7 854 millimètres carrés excédant de 2094 millimètres celle d'un croisillon.

Les croisillons sont de plus réunis à leurs joints de croisement par quatre rivets de 0.025 de diamètre.

Pièces de pont. — Les pièces de pont ont 0.650 de hauteur sur $4^{m}.700$ de longueur.

Elles sont formées d'une âme verticale en tôle de 0.007 d'épaisseur et de quatre cornières de 0.07 réunies à l'âme par des rivets de 0.022 de diamètre espacés de 0.100.

Ces pièces assemblées aux montants verticaux par des couvre-joints de 0.007 d'épaisseur, et par leurs cornières horizontales prolongées de manière à embrasser un large gousset ménagé à la partie inférieure de la tôle verticale du montant.

Longerons. — Les longerons sont placés suivant l'axe des rails, leur hauteur est de 0.400; ils sont formés, comme les pièces de pont, d'une âme en tôle de 0.400 hauteur et de quatre cornières de 0.07. Leurs extrémités sont réunies aux pièces de pont par deux cornières d'attache de 0.07 rivées à la paroi verticale.

Une plate-bande horizontale de 0.147 de largeur, 0.007 d'épaisseur et 0.600 de longueur réunit les longerons aux pièces de pont pour en compléter l'assemblage.

Contreventement. — Le contreventement est formé de

fers plats de 0.150 de largeur sur 0.012 d'épaisseur posés en diagonale sur les pièces de pont.

De larges plaques en tôle de 0.007 d'épaisseur, rivées sur les pièces de pont, reçoivent les extrémités de ces plates-bandes, avec lesquelles elles sont assemblées par des rivets de 0.022 de diamètre.

Plancher. — Le plancher est formé de madriers en chêne de 0.130 d'épaisseur.

Ces madriers reposent d'un côté sur les longerons, et de l'autre sur l'aile d'un rail Brunel attaché aux pièces de pont et parallèlement aux voies.

C'est sur ce plancher que viennent se fixer les coussinets de la voie.

Ballast. — Une couche de ballast de 0.150 d'épaisseur destinée à isoler le plancher des fragments de coke tombant de la grille des machines, règne sur toute la surface comprise entre les rails de la voie permanente.

Glissières. — A chaque extrémité de la poutre et sur les culées existe une glissière en fonte de $0^m,250$ d'épaisseur moyenne et en leur milieu, sur la pile, une plaque de support aussi en fonte et de $0^m,200$ d'épaisseur.

Les glissières se composent d'une semelle en tôle de $0^m,007$ d'épaisseur bordée d'une cornière de $0^m,07$.

Sur cette semelle repose un plateau en fonte de $0^m,06$ d'épaisseur dont la surface supérieure est parfaitement dressée.

Ces deux pièces constituent la partie fixe de la glissière (la partie mobile se compose d'un plateau en fonte rabotée à la partie supérieure de ce plateau), et sont destinées à recevoir les coins de calage.

Ces coins sont en fonte; sur ces coins repose un dernier plateau en fonte fixé à la table inférieure des poutres.

Dimensions principales de l'ouvrage.

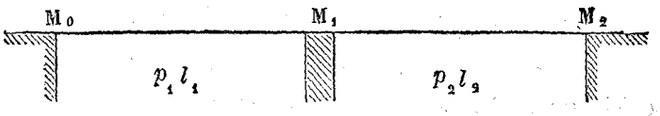
Longueur totale des maçonneries d'extérieur à extérieur.	58.60
Longueur du tablier métallique.	44.747
Débouché linéaire à chaque travée sous le cordon.	19.80
Hauteur de l'étiage au-dessous des poutres. .	8.58
Hauteur du socle des fondations des poutres.	9.10
Hauteur des hautes eaux au-dessous des poutres.	1.46

CALCULS DE LA PARTIE MÉTALLIQUE.

Les calculs qui suivent justifieront les dimensions des différentes pièces qui entrent dans la composition du tablier métallique du pont dont nous nous occupons, et pour cela nous appliquerons les différentes formules pratiques en les simplifiant autant que possible, et afin de ne pas nous écarter du but que nous nous sommes proposés.

La formule est celle-ci :

Fig. 20.



$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2)M_1 + l_2 M_2 = \frac{1}{4}(p_1 l^3{}_1 + p_2 l^3{}_2). \quad (1)$$

Or

$$M_0 = M_2 = 0,$$
$$l_1 = l_2 = l = 20 \text{ mètres},$$
$$p_1 = p_2 = 1700 \text{ kilos},$$

poids du pont par mètre courant.

$p_2 + p = 3700$ kil. décomposé comme suit :
$p_2 =$ 1700 kil. poids mort,
$p =$ 2000 kil. charge d'épreuve pour une poutre et la moitié du tablier.

Total. 3700 kil.

Reprenant l'équation (1) il vient :

$$2(2l)M_1 = \frac{1}{4} l^3(p_1 + p_2);$$

d'où

$$M_1 = \frac{1}{16} l^2(p_1 + p_2). \qquad (2)$$

Remplaçant dans cette équation par les valeurs numériques, il vient :

$$M_1 = 25(p_1 + p_2).$$

Le pont de la Grande-Baïse n'ayant que deux travées, nous admettrons trois hypothèses, et calculerons la valeur de M_1 pour chacune de ces hypothèses.

1re hypothèse. Aucune travée chargée.
2e — La première travée chargée seulement.
3e — Les deux travées chargées.

1re hypothèse. $M_1 = 25(1700 + 1700) = 85000.$
2e id. $M_1 = 25(3700 + 1700) = 135000.$
3e id. $M_1 = 25(3700 + 3700) = 185000.$

Cherchons les moments maximum de rupture pour les trois cas, et calculons d'abord les valeurs de x maximum.

$$x = 1/2\, l - \frac{M_1}{pl}. \qquad (3)$$

1re hypothèse. $x = 10 - \frac{85000}{1700 \times 20} = 10 - 2.50 = 7^{m}.50.$

2e id. $x = 10 - \frac{135000}{3700 \times 20} = 10 - 1.82 = 8^{m}.18.$

3e id. $x = 10 - \frac{185000}{3700 \times 20} = 10 - 2.50 = 7^{m}.50.$

Les diverses valeurs de x maximum étant trouvées, on

trouvera les moments maximum au moyen de la formule suivante :

$$M_x = M_o + \frac{1}{2} px^2 - \frac{1}{2} plx - \left(\frac{M_o - M_1}{l}\right) x,$$

d'où

$$M_x = \frac{1}{2} px^2 - \frac{1}{2} plx + \frac{M'}{l}. \qquad (4)$$

Si nous remplaçons dans la formule (4) les lettres par leurs valeurs numériques, nous aurons pour les trois cas :

1re hypothèse. . $M_x = -$ 47813,
2e — . . $M_x = -$ 123662,
3e — . . $M_x = -$ 104063.

Il nous serait facile par les mêmes moyens de trouver la valeur de plusieurs autres moments en n'importe quels points de la travée, mais cette série d'opérations compliquerait trop les calculs et nous nous servirons d'un moyen graphique qui consiste dans le tracé d'une parabole dont l'équation est de la forme suivante :

$$M = \frac{1}{2} px^2.$$

Comme dans toutes les combinaisons de surcharge que nous pouvons faire nous n'avons jamais que deux valeurs de p, savoir :

$p =$ 1700 — (poids mort du pont),
$p + P =$ 3700 kilogr. (poids mort, plus la surcharge d'épreuve).

nous n'aurons à construire que deux paraboles, qui seront données par les deux équations suivantes :

$$y = 1700x^2, \qquad (5)$$

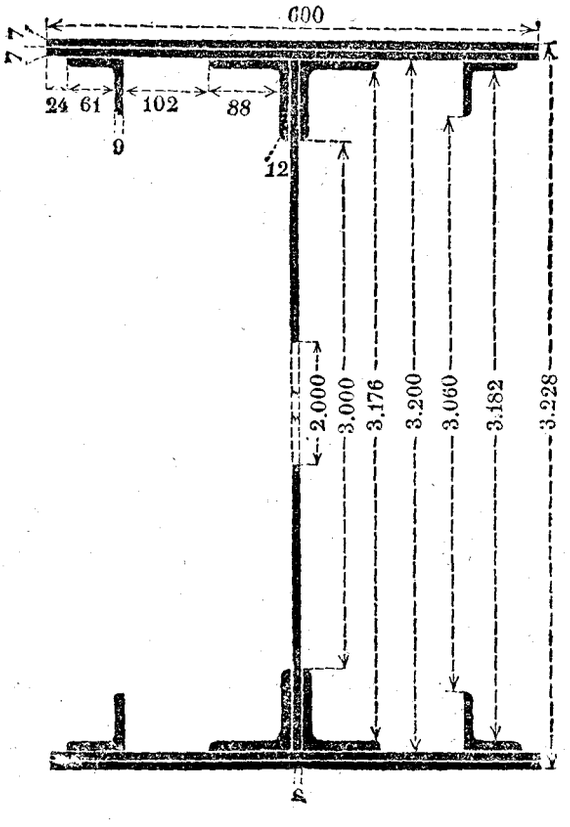
et

$$y = 3700x^2. \qquad (6)$$

Il reste à appliquer cette méthode graphique; pour cela on trace sur un carton les deux paraboles données par les équations (5) et (6), on les découpe ensuite sous forme de patrons et on les place sur l'épure en ayant soin toujours de maintenir l'axe des y vertical et en les faisant courir parallèlement, de manière à venir faire correspondre successivement leurs sommets aux différents points déterminés par leurs coordonnées, comme il vient d'être dit.

Après avoir à l'aide de cette méthode, tracé pour chaque travée les paraboles correspondant aux trois hypothèses de surcharge que nous avons indiquées, nous examinerons quel sera le moment de résistance de notre poutre; l'épure (Pl .6 *fig.* 5) indique partiellement ces moments pour chacun des fers qui la composent.

Fig. 21.



Elle a la forme ci-contre :
Le moment de résistance est donné par la formule :

$$M_r = \frac{RI}{V'}. \qquad (7)$$

R coefficient de résistance = 6 000 000

$$\frac{I}{V} = 56.917.740,$$

Reprenant la formule (7)

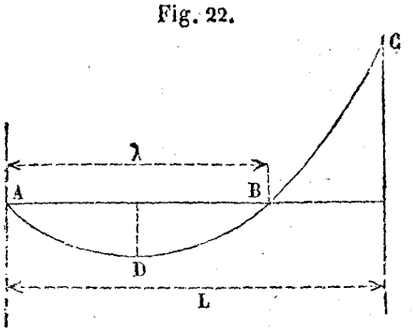
$$M_r = 56.917.740 \times 6 = 341.506 \text{ kilomètres.}$$

Ce moment calculé pour un travail du fer à 6 kilog. par millimètre quarré est de beaucoup supérieur au moment maximum de rupture qui est de 185 000. Le fer travaillera donc sur la pile à $3^k.24$ par millimètre quarré.

Paroi verticale.

La paroi verticale de la poutre est composée de diagonales en rails barlow dont la section se calculera comme suit :

Fig. 22.



1° Lattis du premier panneau.

L'épure des moments de résistance indique que la courbe des efforts maximum affecte la forme ABC indiquée par le croquis ci-contre :

En ne s'occupant d'abord que de la portion AB, comprise entre les points d'inflexion, la poutre dans cette partie peut être supposée simplement posée sur deux appuis et alors l'effort maximum se trouve au milieu de la portée.

Dans cette supposition les tensions des diagonales composant les panneaux d'une moitié AD de cette portion de poutre seront égales et de signe contraire à celle de la portion DB, et par suite la tension au milieu sera nulle. Par suite en désignant par T' la tension d'une des diagonales du premier panneau, par x la longueur AB et par p le poids total par mètre courant, on aura en projetant les forces qui agissent verticalement sur le système, la formule qui suit :

$$T \sin \alpha = \frac{\left(\frac{\lambda}{2} - \frac{d}{2}\right) p}{2}.$$

Or dans le cas qui nous occupe

$$\begin{aligned} \lambda &= 15^{m}.20, \\ d &= 3.200, \\ p &= 5.700 \text{ kilogr.}, \\ \alpha &= 48^{\circ}\,56'; \end{aligned}$$

d'où :

$$T' \frac{(15,20 - 3.20)\,5700}{4 \sin 48^{\circ}56'} = 22733 \text{ kilogr.}$$

La section d'un rail barlow étant de 5 760 millimètres quarrés, chaque millimètre quarré travaillera donc à :

$$\frac{22733}{5760} = 3^{k}.95;$$

2° Lattis du deuxième panneau.

Les tensions des diagonales du deuxième panneau se déduisent de T' au moyen de la relation suivante :

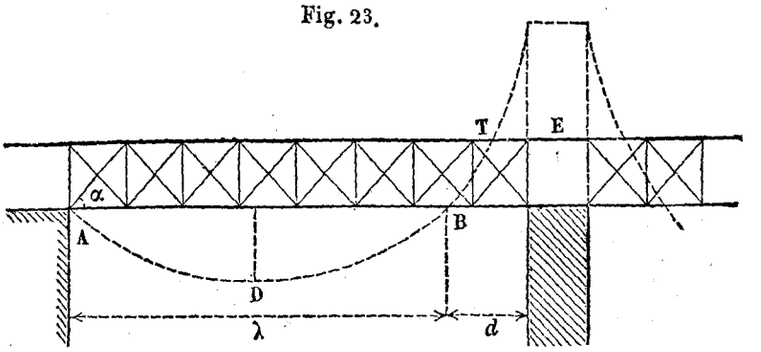
$$(T' - T'') \times \sin \alpha = p \frac{d}{2} - T'' = -T' + \frac{pd}{2 \sin \alpha},$$

ou bien

$$T'' = T' - \frac{pd}{2 \sin \alpha}.$$

Remplaçant par les valeurs numériques il vient :

Fig. 23.



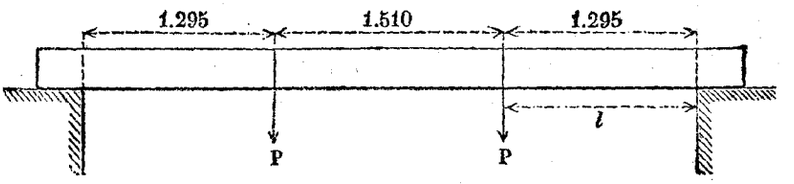
$$\Gamma'' = 22733 - \frac{5700 \times 3.20}{2 \sin 48^{\circ}56'} = 12056 \text{ kilogr.}$$

Soit par millimètre quarré

$$\frac{12056}{5760} \; 2^{k}.09.$$

Nous pourrions en suivant la même marche déterminer les efforts exercés sur les diagonales des autres panneaux, mais en remarquant que les efforts décroissent à mesure qu'on s'approche du milieu de la poutre et que celles-ci ont toutes la même section, on voit que la résistance de la poutre présente toute sécurité.

Fig. 24.



Pièces de ponts. — Les pièces de pont sont espacées de $3^{m},20$ d'axe en axe. Pour justifier les dimensions qui ont été données à ces pièces, nous supposerons cette pièce de pont simplement posée sur ses appuis.

La valeur maximum de rupture correspond encore au milieu de la pièce, c'est donc pour la section qui se

trouve en ce point que nous chercherons la relation qui exprime l'équilibre des forces moléculaires et des forces extérieures.

L'équation d'équilibre est :

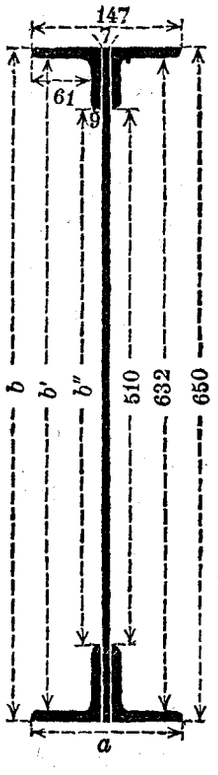
$$\frac{RI}{V} = Pl + \frac{pc^2}{2}, \qquad (1)$$

et d'abord :

$$\frac{I}{V} = \frac{b^3 \times a - 2(a'b'^3 + a''b''^3)}{6b}, \qquad (2)$$

$$\frac{I}{V} = \frac{650^3 \times 147 - 2(632^3 \times 61 + 510^3 \times 9)}{6 \times 650} = 1.812718.$$

Fig. 25.



$c = 2^m.050,$
$l = 1^m.295,$
$P = 335$ kil.

décomposés comme suit :

	kil.
Poids d'un longeron.	185
Rails et coussinets.	150
Total.	635

p, charge par mètre courant de pièce de pont formée de :

	kil.
1° Poids dû à la surcharge $3,20 \times 5000 =$	16000
2° Pièce de Pont.	384
3° Tablier comprenant plancher et ballast.	2762
Total	19146

qui, répartis sur une longueur de $4^m,10$, donnent :

$$\frac{19146}{4.10} = 4670 \text{ kil.}$$

Nous aurons donc en remplaçant dans la formule (1)

$$\frac{RI}{V} = 1024662,$$

d'où

$$R = \frac{1024662}{1.812.718} = 5^{kil}.65.$$

Il faut remarquer que nous n'avons supposé qu'une pièce de pont chargée et que les poutres étant parfaitement entretoisées ne subissent aucun effort de déversement. Nous pouvons, dans ce cas, considérer la pièce de pont comme étant encastrée par ses deux extrémités, ce qui double la résistance de la pièce; donc nous pouvons admettre le résultat obtenu ci-dessus comme étant de beaucoup supérieur aux limites fixées pour le travail du fer dans les constructions métalliques.

Longerons. — Les longerons sont placés suivant l'axe et au-dessous des rails, ils ont une hauteur de $0^m,400$ et un écartement de $1^m,510$.

Le moment de rupture maximum se trouve comme pour la pièce de pont au milieu de sa portée.

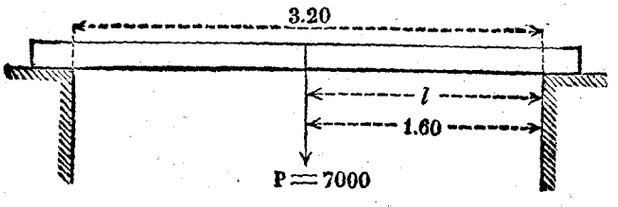
L'équation d'équilibre est celle-ci :

$$\frac{RI}{V} = \frac{pl}{2} \qquad (1)$$

La plus grande charge qu'un longeron ait à supporter est celle d'une roue motrice de machine, c'est-à-dire 7 000 kilos.

$$P = 7000 \text{ kilogr.}$$

Fig. 26.



De l'équation (1) tirant la valeur de R, il vient :

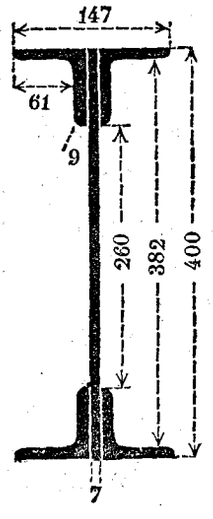
$$R = \frac{pl}{2\,\frac{I}{V}} \qquad (2)$$

$$\frac{I}{V} = \frac{ab^3 - 2(a'b'^3 + a''b''^3)}{6b},$$

d'où

$$\frac{I}{V} = \frac{147 \times 400^3 - 2(61 \times 382^3 + 9 \times 260^3)}{6 \times 400} = 950516.$$

Fig. 27.



Nous avons d'ailleurs

$$P \ldots\ldots\ldots = 7000 \text{ kil.}$$
$$\frac{I}{V} \ldots\ldots\ldots = 950116 \text{ kil.}$$
$$l \ldots\ldots\ldots = 1600 \text{ kil.}$$

Substituant il vient :

$$R = \frac{7000 \times 1600}{950516 \times 2} = 5^{kil}.89.$$

Le longeron peut être ainsi que la pièce de pont, considéré comme étant encastré, ce qui indique encore que le travail du fer est bien au-dessous de ce que l'on pourrait lui faire supporter, tout en restant dans les limites maximum accordées par l'administration.

Épreuves. — Les épreuves du pont de la grande Baïse ne sont pas faites au moment où nous livrons la présente publication. Seulement, pour compléter ce travail ainsi que nous l'avons fait pour les autres ouvrages, nous donnerons les résultats obtenus sur un pont semblable construit par nous.

Les épreuves ont été, comme toujours, de deux sortes :

Pour l'épreuve en vitesse, on a employé un train de six locomotives en feu, chargé d'eau et de coke, et représentant

un poids de plus de quatre tonnes par mètre courant de voie.

Les tableaux suivants donnent le résumé des observations faites :

Numéros des expériences.	TRAVÉE DE RIVE DROITE.		POUTRE amont.	POUTRE aval.
			mètres.	mètres.
1	Vitesse : 25 kilom. à l'heure.	Flexion constatée.	0.012	0.012 →
2	— 25 —	—	0.0125	0.012 ←
3	— 60 —	—	0.013	0.013 →
4	— 60 —	—	0.015	0.013 ←

Numeros des expériences.	TRAVÉE DE RIVE GAUCHE.		POUTRE amont.	POUTRE aval.
			mètres.	mètres.
1	Vitesse : 25 kilom. à l'heure.	Flexion constatée.	0.013	0.012 →
2	— 25 —	—	0.013	0.013 ←
3	— 60 —	—	0.015	0.0135 →
4	— 60 —	—	0.014	0.014 ←

Nota. Les petites flèches indiquent que la charge circulait à l'amont et à l'aval.

Épreuve au poids mort. — Le pont a été chargé au moyen de cinq machines locomotives portant leurs roues et leur coke et couvrant tout le pont.

La durée de l'épreuve a été de douze heures, et les résultats ont été les suivants :

	TRAVÉE RIVE DROITE.		TRAVÉE RIVE GAUCHE.	
	Poutre amont.	Poutre aval.	Poutre amont.	Poutre aval.
	mètres.	mètres.	mètres.	mètres.
Immédiatement après la charge. .	0.009	0.009	0.010	0.0095
5 heures après la charge.	0.0105	0.0115	0.010	0 0095
12 heures après la charge. . . .	0.015	0.0115	0.010	0.0095

Après le déchargement les poutres ont repris immédiatement leur position primitive.

Métré du pont de la Grande-Baïse.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiels.	totaux.
Poutres longitudinales.						kilog.	kilog.
Plates-bandes horizontales.	4	44.747	0.600	0.007		1 465.91	5 863.64
Ames de montants verticaux.	38	3.030	0.398	0.007		65.84	2 601.92
Plates-bandes verticales.	4	44.593	0.600	0.007		1 460.86	5 843.44
Ames des panneaux pleins des culées.	8	2.00	0.750	0.007		81.90	655.20
Couvre-joints des panneaux pleins des culées.	32	0.590	0.200	0.006		5.60	179.20
Ames des panneaux pleins de la pile.	8	2.00	0.800	0.007		87.36	698.88
Couvre-joints de ces panneaux. . . .	32	0.590	0.200	0.006		5.60	179.20
Plates-bandes horizontales de renfort sur les piles.	4	13.90	0.600	0.007		455.36	1 821.44
Couvre-joints des tables horizontales.	20	0.500	0.600	0.009		21.06	421.20
Couvre-joints des plates-bandes verticales.	48	0.500	0.600	0.006		14.04	673.92
Couvre-joints des ames des montants verticaux.	40	0.400	0.258	0.005		4.00	160.00
Goussets des montants verticaux. . .	128	$\frac{1.147}{2}$	0.600	0.007		18.77	2 402.56
Goussets d'attache des pièces de pont.	34	$\frac{173+065}{2}$	0.300	0.007		19.50	663.00
Cornières longitudinales intérieures de $\frac{100 \cdot 200}{12}$ d'assemblage des parois.	8	44.747	$\frac{100\times100}{12}$	»		760.70	6 085.60
Cornières longitudinales extérieures de $\frac{70 \cdot 70}{9}$ d'assemblage de tables horizontales.	8	44.747	$\frac{70\times70}{0.007}$	»		418.38	3 347.04
Cornières d'assemblage verticales extérieures de $\frac{70 \cdot 70}{9}$ des montants verticaux.	136	3.060	$\frac{70\times70}{0.009}$	»		28.61	3 890.96
Cornières de $70 \times 70 \times 9^{mm}$ d'assemblage des pièces de pont aux montants verticaux.	68	0.850	»	»		7.95	540.60
Cornières de $70 \times 70 \times 9^{mm}$ intérieures d'assemblage des montants verticaux avec les panneaux pleins et les plates-bandes verticales.	32	3.00	$\frac{70\times70}{0.009}$	»		28.05	897.60
Cornières de $70 \times 70 \times 9^{mm}$ d'assemblage des goussets avec les tables horizontales.	80	1.00	$\frac{70\times70}{9^{mm}}$	»		9.35	748.00
Cornières de $70 \times 70 \times 9^{mm}$ d'assemblage des goussets avec les tables horizontales aux culées.	16	2.073	$\frac{70\times70}{9^{mm}}$	»		19.38	310.08
Cornières de $70 \times 70 \times 9^{mm}$ d'assemblage des goussets aux tables horizontales sur les piles.	8	4.20	$\frac{70\times70}{9^{mm}}$	»		39.27	314.16
Bouts de cornières de $70 \times 70 \times 9^{mm}$ d'assemblage des extrémités des âmes des montants verticaux avec plates-bandes verticales.	192	0.500	$\frac{70\times70}{9^{mm}}$	»		4.67	896.64
A reporter.	. . . .	. . . . .	. . . . .	. . . .	. . .	. . . . .	39 194.28

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre de pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiels.	totaux.	Observations.
						kilog.	kilog.	
Report.	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . . .	39194.28	
Couvre-joints des cornières intérieures longitudinales.	52	0.600	0.200	0.010		9.36	486.72	
Couvre-joints des cornières extérieures de $70 \times 70 \times 9^{mm}$.	24	0.600	0.140	0.006		3.93	94.30	
Fers à T des panneaux pleins.	16	3.00	»	»		66.00	1056.00	
Têtes de rivets de 0.025.	14100	»	»	»		0.109	1536.90	
Têtes de rivets de 0.022.	31700	»	»	»		0.074	2345.80	
Poids total des poutres longitudinales.	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . . .	44714.00	
Pièces de pont.								
Ames.	17	4.100	0.65	0.007		145,55	2474.35	
Cornières de $\frac{70 \times 70}{9^{mm}}$.	68	4.560	»	»		42.65	2900.20	kilog.
Couvre-joints des extrémités.	68	0.500	0.440	0.007		12.00	816.00	6528.97
Fourrures des extrémités.	34	0.370	0.147	0.007		2.88	97.92	
Côtes de rivets de 0.022.	3250	»	»	»		0.074	240.50	
Longerons.								
Ames.	24	3.20	0.40	0.007		69.90	1677.60	
Id.	4	1.60	0 40	0 007		34.94	139.76	
Id.	4	1.50	0.40	0.007		32.80	134.00	
Cornières longitudinales de $\frac{70 \times 70}{9^{mm}}$.	96	3.20	»	»		30.00	2880.00	
Id. Id.	16	1.00	»	»		14.90	239 36	
Id. Id.	16	1.50	»	»		14.05	224.80	6718.28
Cornières d'attache des extrémités de $\frac{70 \times 70}{9^{mm}}$.	128	0.33	»	»		3.10	396.80	
Cornières de support de $\frac{70 \times 70}{9^{mm}}$. . .	64	0.147	»	»		1.37	87.68	
Semelles d'attache.	32	0.600	0.147	0.009		6.05	193.60	
Tôles et recouvrements des extrémités du plancher.	2	4.700	1.00	0.004		146.64	293.28	
Têtes de rivets de 0.022.	6100	»	»			0.074	451.40	
Contreventement.								
Fers plats.	32	3.60	0.150	0.012		50.55	1617.60	
Goussets du milieu.	10	0.59	0.49	0.007		15.64	156.40	
Goussets des extrémités.	36	0.465	0.40	0.007		10.55	365.40	
Têtes de rivets de 0.002.	1500	»	»	»		0 074	81.00	
Fere des glissières.								
1° Sur les culées.								
Tôles d'appui.	4	0 900	0.900	0.007		44.23	176.92	
Cornières de $\frac{70 \times 70}{9^{mm}}$.	16	0.830	»	»		7.76	124.16	
Cales en fer autour des cornières. . .	16	0.671	0.007	0.03		10.97	175.52	
A reporter.	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . . .	60658.29	

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre de pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiels.	totaux.
					kilog.	kilog.	kilog.
Report.	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	60 658.29
2° Sur la pile.							
Tôles d'appui.	2	1.200	0.900	0.007	»	58.96	117.92
Cornières des extrémités.	4	0.830	»	»	»	7.76	31.04
Cornières des côtés latéraux.	4	1.130	»	»	»	10.56	42.24
Culées en pourtour des cornières. . .	4	0.670	0.07	0.030	»	10.97	43.88
Id.	4	1.060	0.07	0.030	»	17.36	69.44
Têtes de rivets de 0.022.	478	»	»	»	»	0.074	35.41
Poids total des fers et tôles. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	60 998.20
Fonte des glissières.							
Fonte pour plaques de supports et glissières.	»	»	»	»	»	»	6 522.00
Rails Brunel.							
Rails Brunel pour support de plancher.	24	3.20	»	»	30	96.00	2 304.00
Id. Id.	4	1.60	»	»	30	48.00	192.00
Id. Id.	4	1.50	»	»	30	45.00	180.00
Poids total des rails Brunel. . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	2 676.00
Rails Barlow.							
Rails Barlow composant les croisillons.	48	3.950	»	»	»	177.50	6 532.00
Plomb.							
Plomb pour scellement.	. . . .	»	»	»	»	»	1 000.00
Bois de chêne pour plancher.							
Madriers de chêne pour le plancher.	1	44.700	3.533	0.130	»	»	m^3 26.340

Détail estimatif (pont de la Grande-Baïse).

DÉSIGNATION des pièces.	Numéros de la série.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles.	SOMMES totales.	Observations.
Article 1.						
Fers et tôles.						
Poutres longitudinales, pièces de pont, longerons, contreventements, rivets, fers des glissières ensemble.	1	kilog. 60998.20	francs. 0.60	francs. 36598.92		(1)
Article 2.						
Fontes.						
Fonte rabotée des glissières.	5	6522.00	0.70	4565.40		
Article 3.						
Rails Brunel pour support de plancher.	3	2676.00	0.25	669.00		
Article 4.						
Rails Barlow pour croisillons.	2	6532.00	0.45	2929.40		
Article 5.						
Plomb pour scellements.	7	1000.00	0.60	600.00		
Article 6.						
Plancher en bois de chêne.	8	m3 26.340	145.00	3819.80	francs. 49192.02	
Prix total.	. . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	49192.02	

Soit 1029f.80 par mètre courant d'ouverture.

(1) Le présent détail estimatif s'applique à un tablier métallique pour une seule voie, compris toute fourniture à main-d'œuvre, transport et pose en place, deux couches de minium et deux couches de teinte grise sur les fers et fontes, et trois couches de coal-tar sur les bois.

PONT MÉTALLIQUE DE 25 MÈTRES D'OUVERTURE SUR LE GERS AU P 673 DE LA LIGNE D'AUCH A MIRANDE.

Cet ouvrage construit sur le Gers, à $2^{k}.300$ de la gare d'Auch, se compose d'une travée de $25^{m}.60$ d'ouverture ; la partie métallique est faite pour une voie seulement, et les maçonneries se composant de deux culées, sont établies pour deux voies. Elles sont construites en pierre de taille pour les angles, le cordon entourant la partie supérieure de la culée et les parapets en prolongement des poutres ; les corps des culées sont construits en moellons bruts, et parementés en moellons mosaïqués. Ces maçonneries sont assises sur une surface de béton régnant sous la culée et de $1^{m}.50$ d'épaisseur.

La partie métallique de cet ouvrage, qui n'est établie que pour une voie, se compose :

De deux poutres longitudinales en charpente de fer, espacées de $5^{m}.098$ d'axe en axe et reposant à leurs extrémités sur les culées.

L'espace libre entre les poutres est de $4^{m}.70$.

La hauteur de chaque poutre prise entre les faces intérieures des tables horizontales est de $3^{m}.20$.

Ces tables sont formées de deux feuilles de tôle de $0^{m}.600$ de largeur sur $0^{m}.007$ d'épaisseur, jointes ensemble sur toute la longueur de la poutre, par six rangs de rivés espacés entre eux de $0^{m}.100$ dans le sens longitudinal des poutres.

Les tables supérieures et inférieures sont entretoisées par des montants verticaux espacés de $3^{m}.20$ d'axe en axe de la partie comprise entre les culées.

Un panneau plein de $1^{m}.50$ termine chaque extrémité de poutre.

La longueur totale de la poutre est de $28^{m}.747$. Les

montants verticaux sont formés de deux tôles de $0^m.398$ de largeur sur $0^m.007$ d'épaisseur, quatre cornières de $\frac{70.70}{9}$ sont rivées sur les bords extérieurs des montants et sur toute leur hauteur.

L'assemblage de chaque montant avec les tables horizontales se fait par quatre goussets placés dans les angles des panneaux et rivés sur les cornières des montants.

Ces goussets servent à empêcher le voilement des tables horizontales et celui des montants.

La paroi verticale est formée pour chaque poutre de deux tôles longitudinales de $0^m.007$ d'épaisseur sur $0^m.600$ de largeur, placées dans l'axe de la poutre, et réunies aux tables supérieures et inférieures par quatre cornières de $\frac{100.100}{12}$, et à chaque montant vertical par huit cornières de $\frac{70.70}{9}$.

Ces tôles servent à assembler les croisillons en rails Barlow.

Ces croisillons présentent pour leur assemblage avec les tôles de la paroi verticale un large empâtement qui permet d'appliquer pour chaque joint deux rangs de rivets de $0^m.025$ de diamètre soit seize rivets.

Ces croisillons sont de plus réunis à leur point de croisement par quatre rivets de $0^m.025$ de diamètre.

A ces poutres longitudinales sont attachées des pièces de pont à chaque montant vertical et espacées de $3^m.200$. Ces pièces de pont ont $0^m.650$ de hauteur sur $4^m.100$ de longueur.

Elles sont formées d'une âme en tôle de $0^m.007$ d'épaisseur et de quatre cornières de $\frac{70.70}{9}$ réunies à l'âme par des rivets de $0^m.022$ de diamètre espacés de 0^m100.

Ces pièces sont assemblées aux montants verticaux par

deux couvre-points de $0^m.007$ d'épaisseur et par leurs cornières horizontales prolongées de manière à embrasser un large gousset ménagé à la partie inférieure de la tôle verticale du montant.

Les pièces de pont étant destinées non-seulement à supporter le poids du tablier, mais encore à entretoiser les deux poutres longitudinales, il était essentiel d'obtenir un assemblage qui présentât toute sécurité et d'une exécution facile; le calcul ci-après justifie les dimensions qui ont été données à la section transversale de cette pièce.

Sur toute la longueur du pont, entre chaque pièce de pont, et suivant l'axe de chaque rail, sont placés des longerons de 0.400 de hauteur et composés comme les pièces de pont d'une âme en tôle de $0^m.007$ d'épaisseur et de quatre cornières de $\frac{70.70}{9}$. Ils sont reliés aux pièces de pont par des cornières d'attaches rivées verticalement sur l'âme de cette pièce et des couvre-joints à la partie supérieure.

Le contreventement est formé de fers plats de $0^m.150$ de largeur sur $0^m.012$ d'épaisseur posés diagonalement sur les pièces de pont.

De larges plaques en tôle de $0^m.007$ d'épaisseur rivées sur les pièces de pont, reçoivent les extrémités de ces plates-bandes avec lesquelles elles sont assemblées par des rivets de $0^m.022$ de diamètre.

Le plancher est formé de madriers en chêne de $0^m.130$ d'épaisseur.

Ces madriers reposent dans leur milieu sur les longerons, et leurs extrémités sur l'aile d'un rail Brunel, attaché aux extrémités des pièces de pont, et parallèlement aux voies.

C'est sur ce plancher que viennent se fixer les coussinets de la voie.

Une couche de ballast de $0^m.150$ d'épaisseur destinée à

isoler le plancher des fragments de coke tombant de la grille des machines, règne sur toute la surface comprise entre les rails.

Dimensions principales de l'ouvrage.

	mètres.
Longueur totale des maçonneries d'extérieur à extérieur.	35.400
Id. du tablier métallique	28.747
Id. entre-parement des culées.	25.600
Id. des murs en retour des culées	4.900
Hauteur de l'étiage au-dessous des poutres.	2.900
Id. entre les plus hautes eaux et le dessous des poutres.	1.250
Id. entre le socle de fondation des poutres.	5.120

CALCULS DU PONT DE 25 MÈTRES D'OUVERTURE.

Les dimensions données aux différentes pièces du tablier métallique dont nous nous occupons sont justifiées par les calculs qui suivent.

Bien que ce pont n'ait qu'une travée seulement, il commence à sortir des conditions ordinaires que nous avons vues jusqu'à présent. En effet, pour les ponts d'une ouverture au-dessous de 20 mètres, nous avons appliqué une surcharge de 5 000 kilos par mètre courant de simple voie, en nous conformant à la décision ministérielle qui prescrivait cette surcharge.

Or de 20 mètres de portée et au-dessus on exige une surcharge de 8 000 kilos pour un pont à deux voies. Comme nous ne considérons pour le moment qu'un pont à une seule voie, nous prendrons pour charge d'épreuve un poids de 4000 kilos.

Le pont que nous calculons se compose de deux poutres, reposant librement sur leur appui.

Cherchons d'abord la résistance d'une de ces poutres, en ne tenant compte pour le moment que de la surcharge d'épreuve.

Soit :

l la longueur de la poutre ;

p le poids uniformément réparti.

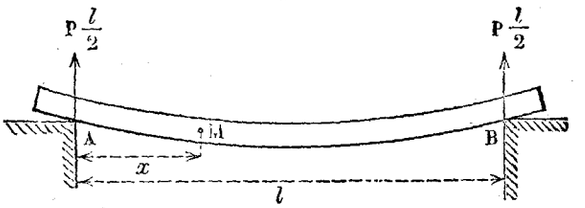
Si nous prenons les moments par rapport à un point M quelconque, nous aurons :

$$\frac{RI}{V} = \frac{\varepsilon d^2y}{dx^2},$$

$$\frac{RI}{V} = \frac{px^2}{2} - \frac{plx}{2},$$

$$\frac{RI}{V} = \frac{px}{2}(x - l). \qquad (1)$$

Fig. 28.



Cette équation montre que le moment de rupture est nul pour

$$x = 0,$$
$$x = l,$$

qu'il va en augmentant à mesure que x croît et qu'il atteint son maximum pour

$$x = \frac{l}{2};$$

car la somme des deux facteurs x et $(l - x)$ est constante et égale à l. Cette équation permettrait donc de déterminer les valeurs de I pour chaque point de la courbe, en substituant successivement les diverses valeurs de x correspondant aux points de la poutre que l'on veut considérer, et on obtiendrait par ce moyen les diverses valeurs de R en ces points, et par conséquent la résistance de la poutre ;

mais nous nous en tiendrons encore pour ce pont à calculer le point le plus défavorable, c'est-à-dire le milieu de la pièce.

Donc en remplaçant dans la formule (1) toutes les quantités connues par leurs valeurs respectives et pour simplifier les calculs, nous obtiendrons l'effort R que supporte cette pièce par millimètres quarrés.

Valeur *numérique* de p. Charge uniformément répartie par mètre courant de simple voie ; et comme nous ne considérons qu'une poutre, nous aurons

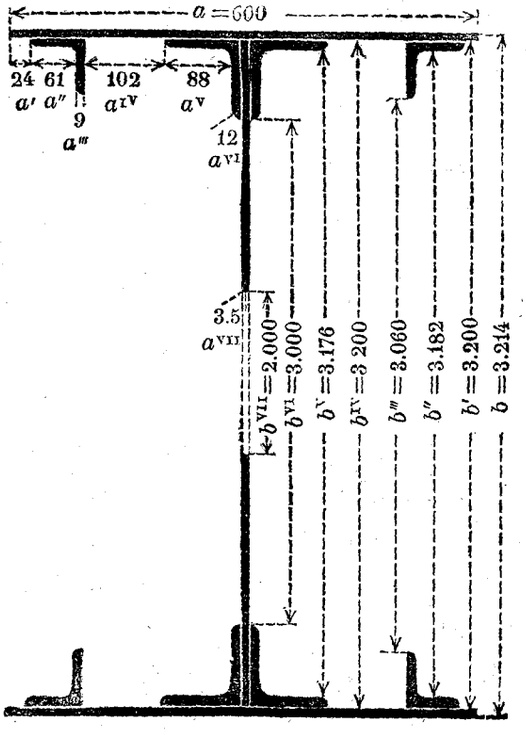
$$\frac{4000^{k}}{2} = 2000 \text{ kil.},$$

Valeur *numerique* de l. Longueur de la poutre entre les points d'appuis.

$$l = 26^{m}.00,$$

Valeur *numérique* de $\frac{I}{V}$. Cette poutre dont la section est

Fig. 29.



conforme au croquis ci-joint a son moment d'inertie dans ce cas égal à

$$\frac{I}{V} = \frac{1}{12}\left[\frac{ab^3 - 2(a'b'^3 + a''b''^3 + a'''b'''^3 + a^{IV}b^{IV3} + a^{V}b^{V3} + a^{VI}b^{VI3} + a_{VII}b^{VII3}}{6b}\right.$$

a	$= 600$	b	$= 3214$
a'	$= 24$	b'	$= 3200$
a''	$= 61$	b''	$= 3182$
a'''	$= 9$	b'''	$= 3060$
a^{IV}	$= 102$	b^{IV}	$= 3200$
a^{V}	$= 88$	b^{V}	$= 3176$
a^{VI}	$= 12$	b^{VI}	$= 3000$
a^{VII}	$= 35$	b^{VII}	$= 2000$

Et en faisant les calculs numériques nous avons

$$\frac{I}{V'} = 43.107.986$$

Nous avons dit que nous ne considérerions qu'un point, celui le plus défavorable, qui est le milieu de la poutre:

$$\text{pour} \quad x = \frac{l}{2},$$

l'équation devient

$$\frac{RI}{V} = \frac{pl^2}{8},$$

$$R = \frac{pl^2}{8 \times 43.607.986} = \frac{2000 \times 26000^2}{8 \times 45.607.986} = 1^k\,93.$$

Comme on le voit, la résistance d'une poutre, en ne tenant compte que de la surcharge uniformément répartie par mètre courant de pont, nous donne $1^k.93$ pour le travail du fer par millimètre quarré.

Examinons maintenant quel est le nouveau moment de rupture en ajoutant à ces calculs, le poids de la construction au poids mort, et que nous décomposons ainsi :

	kil.
Poutres longitudinales	39.179.40
Pièces de pont	4.035.13
Longerons.	4.140.89
Contreventement	1.034.48
Risure.	2.240.00
Rails et coussinets	847.00
Tablier (plancher et Ballast).	18.676 00
Poids total pour 1 voie . . .	70.152.90

d'où la charge par mètre courant pour une poutre est :

$$\frac{71000^{k}}{2 \times 26} = 1366 \text{ kil.}$$

Ajoutons ce nouveau poids à la surcharge d'épreuve. Nous aurons :

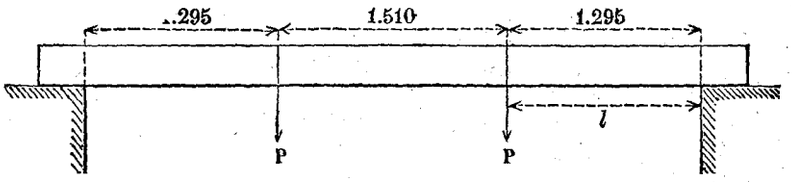
$$p = \frac{4000}{2} = 2000 + 1366 = 3366 \text{ kil.}$$

La nouvelle valeur de R dans ce cas sera :

$$R' = R \times \frac{3366}{2000} = 1.68 \quad — \quad R' = 3^{k}.24.$$

Pièces de pont. — La valeur de rupture maximum correspond au milieu de la pièce; c'est donc pour la section

Fig 30.



qui se trouve en ce point qu'il faut chercher la relation qui exprime l'équilibre des forces.

L'équation d'équilibre est :

$$R\frac{I}{V} = Pl + \frac{pc^2}{2}. \qquad (1)$$

$$\frac{I}{V} = \frac{147 \times 650^3 - 2(61 \times 632^3 + 9 \times 510^3)}{6 \times 650}, = 1842299,$$

$$l = 1295,$$

$$P = 335,$$

se décomposant ainsi :

	mètres.
Poids d'un longeron.	185
Rails et coussinets.	150
Total.	335

$p = 3780$ charge par mètre courant de pièce de pont formée de :

	mètres.
1° poids dû à la surcharge $3^m.20 \times 400$ =	12800
2° pièces de ponts.	370
3° Tablier comprenant plancher et ballast..	2304
Total.	15474

qui répartis sur une longueur de $4^m.10$ donnent 3780.

$$l = 2^\circ.05.$$

En substituant nous aurons

$$R\frac{I}{V} = 335 \times 1295 + \frac{3780 \times 2050^2}{2},$$

$$R\frac{I}{V} = 8376550,$$

d'où

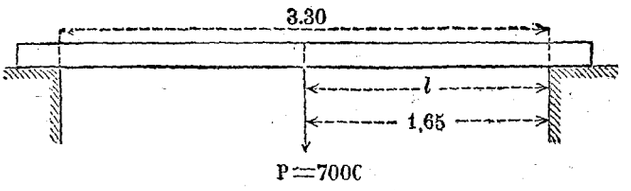
$$R = \frac{8376550}{1842299} R = 4^k.54,$$

valeur bien inférieure à la limite fixée, surtout si l'on remarque que nous avons considéré cette pièce de pont, comme reposant librement sur ses appuis, tandis qu'elle peut être considérée comme encastrée à ses deux extrémités.

Longerons. — Nous considérerons aussi ces pièces comme reposant librement sur leurs appuis, au lieu de

tenir compte, comme on le pourrait, d un encastrement. Leur moment de rupture se trouvera, comme aux pièces de oont, sur le milieu de leur portée.

Fig. 31.



L'équation d'équilibre de la section en cet endroit est

$$R\frac{I}{V}=\frac{Pl}{2}, \qquad (1)$$

Comme on l'a déjà vu, la plus grande charge qu'un longeron ait à supporter est celle d'une roue motrice de machine.

C'est-à-dire

$$P = 7000 \text{ kil.}$$

De l'équation (1) tirant la valeur de R.

On obtient

$$R=\frac{Pl}{\frac{I}{V}\times 2}, \qquad (2)$$

$$\frac{I}{V}=\frac{147\times 400^3-2(61\times 382^3+9\times 260^3)}{6\times 400}=954579,$$

$$\frac{I}{V}=954579,$$

$$P = 7000 \text{ kil.}$$

$$l = 1.600.$$

Substituant nous aurons :

$$R=\frac{7000\times 1600}{954579\times 2}=5^{k}.85.$$

On voit que toutes les pièces composant cet ouvrage travaillent avec un effort bien inférieur à celui qui est admis par l'administration supérieure.

Épreuves. — Le pont du Gers se compose d'une seule travée de 25 mètres d'ouverture entre les culées. Le tablier métallique est fait pour une voie seulement. En conséquence, d'après les dispositions de la circulaire ministérielle en date du 26 février 1858, la surcharge qu'il fallait lui appliquer devait être de 4 000 kilog. par mètre courant, ce qui faisait 100 tonnes pour la charge totale. Ce poids a été obtenu au moyen de quatre machines mixtes couvrant tout le tablier, et présentant ensemble un tonnage de $4 \times 36^t = 144^t$ supérieur à celui exigé.

Les épreuves de poids mort et de poids roulant ont donné les résultats suivants :

	ABAISSEMENT DES POUTRES.					
	Culée aval.		Milieu des		Culée amont.	
	Poutre gauche.	Poutre droite.	poutre gauche.	poutre droite.	Poutre gauche.	Poutre droite.
	Poids mort.					
Immédiatement après la charge.	0.0015	0.0015	0.0016	0.0016	0.0015	0.0025
1 heure après la charge	0.0015	0.0015	0.0016	0.0016	0.0015	0.0025
3 *id.* *id.*	0.0015	0.0015	0.0016	0.0016	0.0015	0.0025
8 *id.* *id.*	0.0015	0.0015	0.0016	0.0016	0.0015	0.0025
	Poids roulant.					
Vitesse de 20 à 25 kilogrammes.	0.002	0.000	0.0016	0.000	0.000	0.000
Vitesse de 35 à 40 kilogrammes.	0.002	0.0015	0.0017	0.0016	0.001	0.0025
Vitesse de 40 à 70 kilogrammes.	0.002	0.002	0.0017	0.0016	0.0015	0.0025

Immédiatement après la décharge le pont reprenait sa position définitive.

Pour les épreuves au poids roulant le train était composé de quatre machines mixtes de 36 tonnes chacun et quatre wagons K*f* de 5 tonnes.

Les oscillations horizontales ont varié entre $0^m.005$ et $0^m.006$.

PONT MÉTALLIQUE DE 20 MÈTRES D'OUVERTURE.

Métré pour une voie.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiel.	totaux.
					kilog.	kilog.	kilog.
Fers et tôles.							
1° Poutres longitudinales. — Plates-bandes horizontales.	8	28.747	0.600	0.007	65.50	7534.00	
Montants verticaux.	22	3.050	0.398	0.007	21.71	1148.48	
Plates-bandes verticales. . . .	4	28.747	0 600	0.007	32.75	3765.85	
Panneaux pleins sur les culées.	8	3.200	0.750	0.007	40.95	1048.00	
Couvre-joints de ces panneaux.	32	0 59	0.200	0.006	9.35	179.20	
Couvre-joints des plates-bandes horizontales.	16	1.25	0.600	0.009	42.10	842.40	
Couvre-joints des plates-bandes verticales.	32	0.500	0.600	0.006	28.00	448.00	
Couvre-joints des montants verticaux.	28	0.400	0.258	0.005	10.01	113.40	
Goussets des pièces de pont. .	22	$\frac{1.72+0.65}{2}$	0.300	0.007	16.38	429.00	
Goussets des montants verticaux.	80	$\frac{0.600}{2}$	1.000	0.007	54.60	1310.40	
Cornières d'attaches des pièces de pont $\frac{70.70}{2}$.	44	0.850	»	»	9.50	356.18	
Cornières des plates-bandes horizontales.	8	28.747	$\frac{100.300}{12}$	»	18.50	4254.55	
Cornières des plantes-bandes horizontales.	16	28.747	$\frac{70.70}{9}$	»	9.50	4369.54	
Cornières d'assemblage de montants verticaux, avec les panneaux pleins.	»	112.00	$\frac{70.70}{9}$	»	9.50	1064.00	
Cornières des goussets des tables horizontales.	»	97.60	$\frac{70.70}{9}$	»	9.50	927.20	
Cornières des montants verticaux.	88	3.060	$\frac{70.70}{9}$	»	9.50	2558.16	
Couvre-joints pour cornières des tables horizontales. . . .	64	0.600	0.200	»	15.60	399.04	
Fers à T des panneaux pleins.	8	3.000	»	»	22.00	528.00	
Total des poutres longit^{es}. .	. . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	31775.40
Pièces de pont.							
Ame.	11	4.100	0.65	0.007	35.50	1610.05	
Cornières de $\frac{70.70}{9}$.	44	4.56	»	»	9.50	1906.08	
Couvre-joints des extrémités. .	44	0.50	0 44	0.007	24.00	528.00	
Total des pièces de pont. . .	. . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	4035.15	4035.13
Pour une pièce de pont. . .	. . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	366.63	
A reporter.	. . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	35810.53

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre de pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiels.	totaux.
					kilog.	kilog.	kilog.
Longerons.							
Report							35810.53
Ame	16	3.20	0.40	0.007	21.84	1118.40	
Ame	4	1.50	0.40	0.007	21.84	134.00	
Cornières longitudin. de $\frac{70.70}{9}$	64	3.20	»	»	9.50	1945.60	
Cornières longitudin. de $\frac{70.70}{9}$	16	1.50	»	»	9.50	228.00	
Cornières d'attaches de $\frac{70.70}{9}$	30	0.33	»	»	9.50	250.80	
Cornières de support	40	0.147	»	»	9.50	55.86	
Semelles	19	0.600	0.147	»	10.25	114.95	
Tôle de recouvrement des extrémités du plancher	2	4.700	1.000	»	»	293.28	
Total des longerons						4140.89	4140.89
Contreventement.							
Fers plats	16	3.60	0.150	»	7.05	808.80	
Goussets du milieu	4	0.59	0.49	0.007	»	63.12	
Goussets des extrémités	16	0.465	0.40	0.007	»	162.56	
						1034.48	1034.48
Têtes de rivets pour tout le pont	28000	»	»	»	»	»	2240.00
Total de la charpente en fer							43225.90
Rails Barlow pour croisillons des poutres	32	»	3.950	»	45.00	5688.00	5688.00
Rails Brunel pour supporter le plancher	16	»	3.20	»	30.00	1536.00	1716.00
	4	»	1.50	»	30.00	180.00	
Plancher en bois de chêne							$11^{m3}.028$
Glissières. Fer	»	»	»	»	»	»	$11^{k}.50$
Glissières. Fonte	»	»	»	»	»	»	2104.00
Glissières. Plomb	»	»	»	»	»	»	$35^{k}.00$

RÉCAPITULATION.

Fers et tôles	43225.90
Rails Barlow	5688.00
Rails Brunel	1716.00
Boulons pour scellement	$11^{k}.50$
Fontes	2104.00
Plomb	$35^{k}.00$
Plancher en chêne	$11^{m3}.028$

Décompte définitif du pont du Gers, de 25 mètres d'ouverture.

DÉSIGNATION des pièces	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles.	SOMMES totales.
Fers et tôles des poutres longitudinales, pièces de pont, longerons, contre-ventement et têtes de rivets.	kilog. 43225.90	francs. 0.60	francs. 25935.54	francs.
Rails Barlow pour croisillons.	5559.60	0.45	2559.60	
Rails Brunel pour support du plancher.	1716.00	0.25	429.00	
Fers pour boulons.	11.50	0.75	8.25	
Fonte pour glissière. . . .	2104.00	0.38	799.52	
Plomb pour scellement. .	35.00	0.60	21.00	
Rabotage des glissières .	845.00	0.70	591.50	
Plancher en chêne.	$11^{m}3028.00$	145.00	1499.06	
Total général. . . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	31943.47

Soit $1277^{f}.73$ par mètre courant d'ouverture.

PONT ENCASTRÉ A UNE SEULE TRAVÉE DE 30 MÈTRES D'OUVERTURE.

Cet ouvrage est situé dans la commune de Gironde au piquet hect. 918 de la ligne de Bordeaux à Cette, et se compose d'une travée métallique et de deux culées en maçonnerie.

Sa longueur entre les parements des culées est de 30 mètres, les culées ont $8^{m}.80$ de longueur chacune, ce qui donne $47^{m}.60$ pour la longueur totale de l'ouvrage.

Sa hauteur sous poutres, à partir du niveau de l'étiage, est de $10^{m}.92$.

Généralement ces sortes d'ouvrages métalliques, dont les poutres sont encastrées, nécessitent un plus grand volume de maçonneries pour les culées qui doivent supporter l'extrémité des poutres.

Le pont qui nous occupe est surtout dans une condition des plus défavorables, en ce sens que la nature du terrain où ce pont a été construit était très-mauvais, et qu'il a fallu descendre les fondations jusqu'à une base solide, et pouvant supporter le poids des maçonneries des culées qui est considérable.

Ces fondations sont assises sur le tuf et forment un radier général en béton de 2 mètres d'épaisseur, compris dans une enceinte de pieux et palplanches nécessaires pour maintenir les terres, peu consistantes en cet endroit.

Au-dessus de ce radier, les maçonneries des culées sont construites en moellons bruts et pierres de taille des carrières de Saint-Macaire.

Partie métallique.

La partie métallique de cet ouvrage est construite pour deux voies, et se compose de deux poutres de rive à pan-

neaux pleins de $1^m.40$ de hauteur, et d'une poutre intermédiaire, à panneaux pleins aussi, mais avec une hauteur de 2 mètres.

Ces trois poutres forment à leurs extrémités un coude circulaire de $3^m.50$ de rayon, et viennent s'encastrer verticalement dans des rainures ménagées dans les parements intérieurs des culées, sur une hauteur de $6^m.39$ et sur $1^m.78$ de profondeur.

Les extrémités verticales de ces poutres viennent s'emboîter dans des plaques de calage en fonte, reliées par de forts boulons et formant les supports de ces poutres.

Les poutres se composent :

De tôles verticales de $1^m.40$ de hauteur, $2^m.548$ de largeur et $0^m.007$ d'épaisseur pour les poutres de rive, et 2 mètres de hauteur, $1^m.274$ de largeur et $0^m.007$ d'épaisseur pour la poutre intermédiaire.

Les plates-bandes horizontales supérieures et inférieures sont formées de tôles, $0^m.340$ de large pour les poutres de rive et $0^m.400$ de large pour la poutre intermédiaire avec une épaisseur de $0^m.008$ pour la première plate-bande et pour les plates-bandes de renfort au milieu des poutres d'une épaisseur variable de $0^m.012$ à $0^m.015$ d'épaisseur.

Ces plates-bandes sont reliées avec les feuilles verticales par des cornières horizontales de $\frac{100.100}{12}$ qui règnent haut et bas sur toute la longueur de la poutre.

Les couvre-joints des tables horizontales ont aussi une épaisseur variable de $0^m.018$ pour les poutres de rive, et $0^m.020$ pour la poutre intermédiaire.

L'assemblage des feuilles verticales est fait intérieurement et extérieurement avec des couvre-joints en fers à T de $\frac{150}{100}$ vis-à-vis des pièces de pont, et par des fers plats de $\frac{150}{100}$ pour les joints intermédiaires; à l'extrémité des

poutres et dans le sens du rayon de courbure de la poutre, existe un fer à T de même dimension et formant diagonale sur toute la largeur du coude.

L'extrémité de chaque poutre est maintenue dans un système de plaques en fonte emboîtant le pied de la poutre et formant support, tout l'ensemble étant relié par douze forts boulons pour la poutre intermédiaire et par huit pour la poutre de rive.

Ces plaques, qui servent de base à la poutre, ont une longueur de $1^{m}.60$ sur 1 mètre de hauteur.

Deux autres séries de plaques en fonte plus petites sont fixées sur la hauteur de la partie verticale des poutres, et servent aussi à les maintenir dans la direction de la rainure pratiquée dans la maçonnerie de la culée.

Les pièces de pont, au nombre de vingt-huit, sont distantes l'une de l'autre de $2^{m}.548$ d'axe en axe, et ont une hauteur de $0^{m}.490$ sur $4^{m}.40$ de longueur; elles sont formées d'une âme verticale en tôle de $0^{m}.007$ d'épaisseur et de quatre cornières de $\frac{85.85}{12}$ réunies à l'âme par des rivets de $0^{m}.022$. Ces pièces sont assemblées aux poutres par deux goussets de $0^{m}.265$ de large qui prennent chaque extrémité de l'âme, au moyen de deux rangs de rivets verticaux, et qui sont reliés eux-mêmes à la branche de fer à T formant couvre-joint aux feuilles verticales.

Les longerons ont la même forme que les pièces de pont; ils sont placés suivant l'axe des rails; leur hauteur est de $0^{m}.350$; ils se composent d'une âme verticale de $0^{m}.007$ et de quatre cornières de $\frac{70.70}{9}$. Leurs extrémités sont réunies par des cornières d'attache de $\frac{70.70}{9}$ rivées à la paroi verticale de la pièce de pont.

Il n'existe pas de contreventement spécial pour cet ouvrage; le peu de hauteur des poutres et l'assemblage

de tout le système avec la poutre intermédiaire, a été reconnu suffisant pour empêcher toute espèce de déformation.

Le plancher est formé de madriers en chêne dans le sens de la longueur et reposant sur les pièces de pont; chaque longeron en supporte un, sur lequel vient s'ajouter un rail Brunel maintenu sur ce madrier au moyen de boulons.

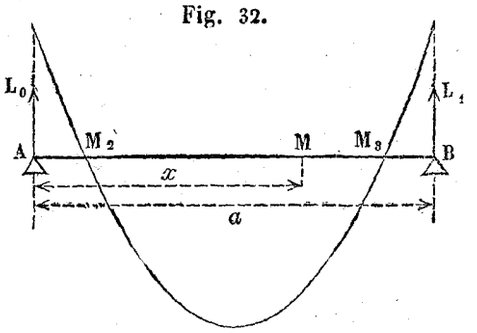
Une couche de ballast de $0^m.15$ d'épaisseur est répandue sur la surface du pont.

CALCUL DE LA PARTIE ENCASTRÉE.

Une poutre est encastrée sur son appui lorsque la valeur de la tangente de l'angle qui fait la fibre neutre sur cet appui est égale à zéro, c'est-à-dire lorsque la déviation de la fibre neutre sur l'appui est rigoureusement nulle.

A l'aide de ces hypothèses il est facile de calculer les dimensions principales de ce pont. Nous les donnerons avec quelques détails parce qu'il diffère essentiellement de celui qui a été employé pour les autres ponts dans lesquels il n'y a pas encastrement.

Fig. 32.



Désignons par :

L_0 et L_1 les réactions sur les appuis, à l'ouverture du pont.

p la charge uniformément répartie.

On a évidemment $L_0 = L_1$ et par suite comme première équation d'équilibre :

$$2L_0 = pa. \qquad (1)$$

Puis si l'on prend l'équation des moments à un point quelconque M à une distance x de l'origne A.

Soit :

$$EI f''(x) = \frac{1}{2} p (a-x)^2 - L_1 (a-x) + M_1, \qquad (2)$$

M_1 représentant le moment sur l'appui B.

On a deux équations (1) et (2) qui donneront $L_1 = L_0$ et M_1.

Si maintenant on intègre l'équation (2) une première fois, afin d'introduire la tangente à la courbe de la fibre neutre, on obtient :

$$EI \frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} p \left(a^2 x - a x^2 + \frac{x^3}{3}\right) - L_1 \left(ax - \frac{x^2}{2}\right) + M_1 x. \quad (3)$$

Or la condition d'encastrement, ainsi que nous l'avons dit précédemment, est que la tangente soit horizontale, c'est-à-dire que $\frac{dy}{dx} = 0$. Ce qui donne, en introduisant cette condition dans l'équation : (3)

$$0 = \frac{1}{2} p a^2 x - \frac{1}{2} p a x^2 + \frac{p x^3}{6} - \frac{p a^2}{2} x + \frac{pa}{4} x^2 + M_1 x;$$

d'où

$$M_1 = \frac{pa}{4} x - \frac{p}{6} x^2,$$

et si l'on fait $x = a$,

$$M_0 = \frac{p a^2}{12} = M_1.$$

Remplaçant L_1 et M_1 par leurs valeurs dans l'équation (2) on obtient la relation générale suivante

$$EI f''(x) = M = \frac{p}{2} \left(x^2 - ax + \frac{a^2}{6}\right), \qquad (4)$$

qui indique que la courbe cherchée est une parabole. Pour

avoir les points M_2 et M_3 pour lesquels les moments son nuls, il suffira de faire $M = 0$ dans l'équation (4).

Soit

$$x^2 - ax + \frac{a^2}{6} = 0;$$

d'où

$$x' = \frac{a}{2}\left(1 - \sqrt{\frac{1}{3}}\right) = 0.212a,$$

$$x'' = \frac{a}{2}\left(1 + \sqrt{\frac{1}{3}}\right) = 0.788a.$$

Connaissant $a = 30^m.7$, on en déduit

$$x' = 0.212 \times 30\ 7 = 6^m.48$$
$$x'' = 0{,}788 \times 30.7 = 24^m.22$$
$$\text{Ensemble. . . . . } 30^m.70$$

A l'aide de ces données, il sera facile de déterminer le moment de rupture en chaque point de la poutre.

Nous considérerons deux cas, celui de la poutre de rive et celui de la poutre intermédiaire, et pour chacun de ces cas nous calculerons les moments sur la culée, au milieu de la travée, à un point quelconque, placé au tiers environ, et à $6^m.48$, au point de passage de la courbe sur l'axe des x.

Enfin on admettra, comme pour les autres ponts, les deux hypothèses du pont non chargé et du pont supportant la charge d'épreuve.

Pont non chargé.

$p = 1070$ kilogrammes.

Poutre de rive. — Moment sur la culée

$$M_0 = \frac{1}{10} pa^2 = 84042.$$

Au milieu de la travée

$$M = -\frac{1}{24} pa^2 = -42021.$$

A $10^m.915$ du pont d'appui

$$M = -31495$$

A $6^m.48$

$$M = 0 \text{ (vérification).}$$

$$p = 1800 \text{ kilogrammes.}$$

Poutre intermédiaire. — Moment sur la culée

$$M_0 = 141373.50.$$

Au milieu de la travée

$$M = -70686.75$$

A $10^m.915$ du pont d'appui

$$M = -52983.00$$

A $6^m.48$

$$M = 0$$

Pont supportant la charge d'épreuve.

	$p = 3070$ kil. — POUTRE DE RIVE.	$p = 5800$ kil. — POUTRE INTERMÉDIAIRE.
Moments sur la culée.	241117^k	455554^k
Id. au milieu de la travée.	120558	277767
A $10^m.915$ du point d'appui. . . .	90365	170723
A $6^m.38$ du point d'appui.	0	0

Les valeurs de p introduites dans les formules étant établies comme suit :

	POUTRE DE RIVE. (Pour une poutre.)	POUTRE INTERMÉDIAIRE.	OBSERVATIONS.
Partie métallique.	13799^k	31460^k	
Plancher.	4200	9950	
Ballast.	14850	14850	
Totaux.	32849	56260	
Soit par mètre courant. . .	1070^k	1800^k	Pont non chargé.
En ajoutant la charge d'épreuve.	2000	4000	
On a.	3070	5800	Pont supportant la charge d'épreuve.

Connaissant ces moments de rupture, on pourra les comparer aux moments de résistance des poutres. Or le moment de résistance de la poutre nous est donné par la formule

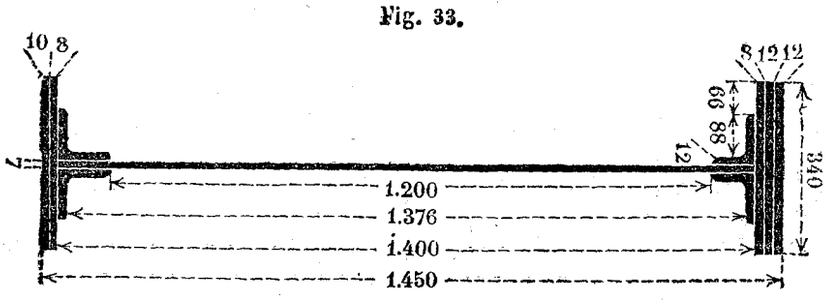
$$M_r = \frac{RI}{V'}.$$

Le moment d'inertie pour la poutre de rive est

$$\frac{I}{V'} = \frac{340 \times 1450^3 - 2\,(66 \times 1400^3 + 88 \times 1376^3 + 12 \times 1200)}{6 \times 1450} =$$

$$\frac{I}{V} = 20.038.390.$$

Fig. 33.

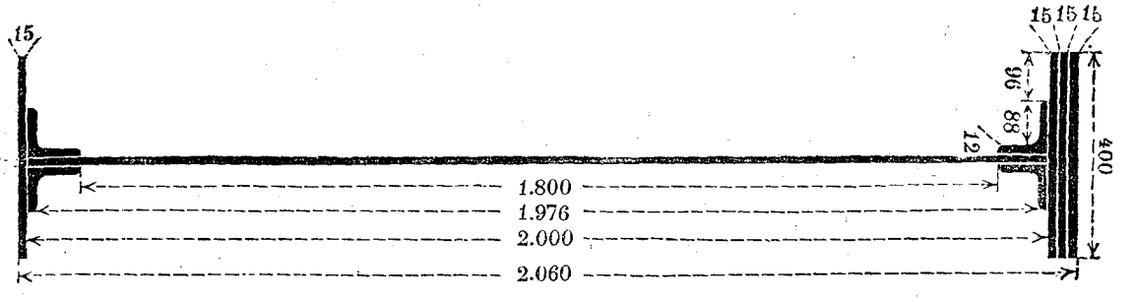


Le moment d'inertie de la poutre intermédiaire est :

$$\frac{I}{V} = \frac{400 \times 2060^3 - 2(96 \times 2000^3 + 88 \times 1976^3 + 12 \times 1800^3)}{6 \times 2060} =$$

$$\frac{I}{V'} = 37.451.132.$$

Fig. 34.



Comparons ces divers moments d'inertie avec les moments de rupture, et cherchons le travail du fer pour le cas le plus défavorable relatif à chaque poutre, c'est-à-dire pour le point milieu.

On a dans ce cas, poutre de rive

$$\frac{RI}{V} = 120.558.000,$$

$$\frac{I}{V} = 20.038.090;$$

d'où

$$R = \frac{120\,558.000}{20.058\,090} = 6 \text{ kilogrammes.}$$

Poutre intermédiaire

$$R = \frac{227767000}{37451132} = 6 \text{ kilogrammes,}$$

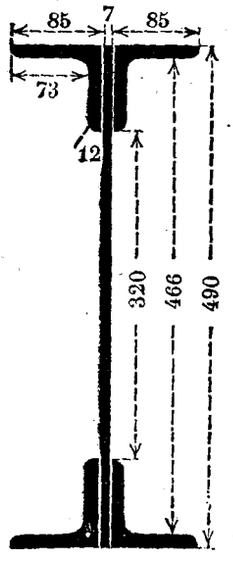
c'est-à-dire exactement le chiffre adopté par l'administration supérieure.

Pièces de pont.

On a comme toujours :

$$\frac{I}{V} = \frac{177 \times 490^3 - 2(73 \times 466^3 + 12 \times 320^3)}{6 \times 490} = 1.790.141.$$

Fig. 35.



L'équation d'équilibre est

$$\frac{RI}{V} = Pl + \frac{pc^2}{2} \qquad (1)$$

$$l = 1^m,450.$$

P se décompose comme suit

	kilog.
Poids d'un longeron.	150
Rails et coussinets.	150
Total.	300

p charge par mètre courant de pont. Formée de

	kilog.
1° Poids dû à la surcharge $= 2.548 \times 4000 =$ . . .	10200
2° Poids de la pièce de pont.	400
3° Tablier comprenant plancher et ballast.	4000
Total.	14600

Cette quantité répartie sur $4^m.40$ nous donne

$$p = \frac{14600}{440} = 3320 \text{ kilogrammes par mètre courant de pièce de pont.}$$

$$C = 2^m.20.$$

Reprenant la formule (1), il vient

$$\frac{RI}{V} = 300 \times 1.450 + \frac{3320 \times \overline{22}^2}{2};$$

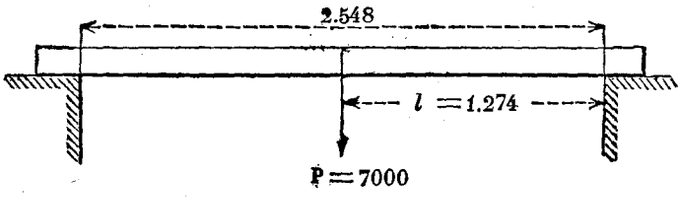
d'où

$$R = \frac{300 \times 1450 + \frac{3320 \times \overline{22}^2}{2}}{790.141} = 4^k,14.$$

Longerons. — L'équilibre de la section au milieu du longeron est

$$\frac{RI}{V} = \frac{P}{2} l \qquad (1)$$

Fig. 36.

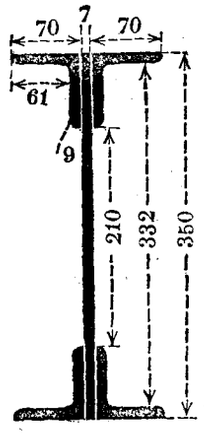


La plus grande charge qu'un longeron ait à supporter est celle d'une roue motrice de machine, c'est-à-dire 7 000 kilog.

Valeur de $\frac{I}{V}$.

$$\frac{I}{V} = \frac{147 \times 350^3 - 2(61 \times 332^3 + 9 \times 210^3)}{6 \times 350} = 795.911.$$

Fig. 37.



Reprenant la formule (1) il vient

$$\frac{RI}{V} = \frac{7000}{2} \times 1.274$$

d'où

$$R = \frac{7000 \times 1.274}{2 \times 795.911} = 5^k.60.$$

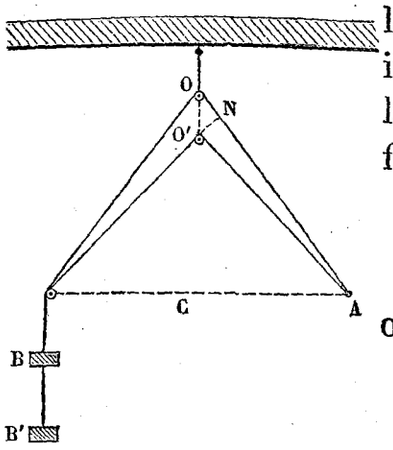
Épreuves. — Les épreuves du pont du Dropt ont été faites comme pour les autres ponts au poids mort et au poids roulant, seulement pour les constater, on a employé un procédé qui diffère des autres et qui peut, dans certains cas, recevoir son application.

Voici en quelques mots en quoi il consistait.

Les flexions étaient constatées par l'abaissement d'un poids attaché au milieu des poutres par l'intermédiaire

d'un fil de fer et de poulies disposées ainsi que l'indique le croquis ci-contre

Fig. 38.



Ainsi qu'il est facile de le voir la ligne AoB indique la position initiale et la ligne Ao'BB′ indique la position prise au moment de la flexion. D'après cela, on a

$$\begin{aligned} \text{A}o\text{B} &= \text{A}o'\text{BB}', \\ 2\text{A}o &= 2\,\text{A}o' + \text{BB}', \end{aligned}$$

où

$$\text{BB}' = 2(\text{A}o - \text{A}o').$$

Du centre A décrivant l'arc o'N et considérant cet arc comme un élément rectiligne on a

$$\text{A}o - \text{A}o' = o\text{N}.$$

Les triangles oNo' et oCA étant semblables, donnent

$$\text{A}o : o\text{C} :: oo' : o\text{N};$$

d'où

$$o\text{N} = \frac{o\text{C}}{\text{A}o} \times oo'.$$

Soient

$$\left.\begin{aligned} o\text{C} &= h \\ o\text{A} &= l \end{aligned}\right\} \text{ quantités connues,}$$

$$\text{BB}' = z \text{ — quantité observée,}$$

$$oo' = f \text{ — flèche cherchée.}$$

On aura

$$\text{BB}' = 2(\text{A}o - \text{A}o') = 2o\text{N} = 2\frac{o\text{C}}{\text{A}o} \times oo';$$

d'où

$$z = 2\frac{h}{l} f,$$

et

$$f = \frac{l}{h} \times \frac{z}{2}.$$

C'est à l'aide de ces formules que l'on a établi le tableau qui donne les résultats suivants:

N^os DES OBSERVATIONS.	DATES et indications.	DURÉE DES ESSAIS à poids mort.	VITESSE DES ESSAIS à poids roulant.	CHARGE DU TABLIER.	FLÈCHES verticales des poutres (en millimètres.) — Poutre			ÉCART HORIZONTAL des bords du tablier.			
								Amont ou à gauche		Aval ou à droite	
					amont ou à gauche.	au milieu.	aval ou à droite.	rapprochement.	éloignement.	rapprochement.	éloignement.
								—	+	—	+
	Épreuves du poids reculant.										
1	25 juillet, midi. .	»	50^k à l'heure	108^T	16	6	0	»	8	10	»
2	25 juill., midi 10′.	»	55^k	108	16	6	0	»	10	10	»
	Épreuves du poids mort.										
3	25 juill., de midi 15′ à midi 40′. .	5′	»	108	16	6	0	»	5	9	»
4	25 juill., de midi 15′ à midi 25′. .	10′	»	108	18	13	0	»	5	9	»
5	Du 25 juill. à 10^h du soir au 26 à 5^h du matin. . .	7^h	»	108	18	14	0	»	7	10	»

Pour les épreuves au poids roulant on a fait passer sur la voie, un convoi formé de deux locomotives à voyageurs, chargées d'eau et de coke non allumées, remorquées par une machine mixte, également chargée de sa provision d'eau et de coke. Ces machines pesaient 36 tonnes chacune. On a fait deux essais successifs, les résultats sont consignés dans le tableau précédent où l'on a indiqué pour chaque observation, avec les vitesses des convois au passage sur le tablier, les flèches produites au milieu, tant verticalement que dans le sens des trépidations horizontales. Pour ces dernières, on a marqué par le signe — les quantités dont le bord du tablier s'est rapproché de l'axe du chemin de fer; et par le signe + les quantités dont il s'en est éloigné.

Les épreuves au poids mort ont été faites au moyen du stationnement du même train, pendant un temps suffisant, indiqué au tableau pour chacune des épreuves.

Métré définitif du pont encastré de 30 *mètres d'ouverture* (partie métallique).

DESIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS partiel.	totaux.
		mètre.			kilog.	kilog.
Poutres de rives.						
Ames verticales (parties droites). .	18	2.548	1.40	0.007	78.00	3510.00
Partie circulaire.	»	surf. dévelop.	65.96	0.007	78.00	3538.00
Couvre-joints des feuilles verticales en fers à T.	»	104.40	$\frac{150}{100}$	»	23.00	2401.20
Fers plats couvre-joints des feuilles verticales (partie circulaire). . . .	»	80.00	0.150	0.010	78.00	936.00
Fourrures *idem*.	»	30.00	0.150	0.010	78.00	351.00
Tables horizontales supérieures. .	2	44.87	0.340	0.008	78.00	1904.00
Idem inférieures. .	2	37.34	0.340	0.008	»	1585.00
Idem de renfort. . .	»	83.596	0.340	0.012	»	2761.20
Couvre-joints des tables.	»	20.00	0.340	0.012	»	1271.40
Idem	»	22.40	0.340	0.018	»	2137.20
Carnières horizontales supérieures et inférieures.	»	325.96	$\frac{100.100}{12}$		18.5	6085.76
Couvre-joints de cornières. . . .	40	27.20	0.40	0.012	78.00	509.18
Total pour les deux poutres de rive..						27039.94
Poutre intermédiaire.						
Ame verticale (partie droite). . . .	18 feuil.	1.274	2.00	0.007	78.00	2503.80
Idem (partie circulaire). .	»	surf. dével.	37.868	0.007	»	2067.00
Couvre-joints des feuilles verticales en fer à T (P. D.).	20	2.00	$\frac{150}{100}$	»	23.00	920.00
Idem (partie circul.).	»	34.40	$\frac{150}{100}$	»	23.00	791.20
Fers plats couvre-joints (P. D.). . .	18	2.00	0.150	0.012	78.00	505.44
Idem (partie circ.). . .	»	27.12	0.150	0 012	»	480.64
Fourrures des fers à T.	»	19.00	0.150	0.01	»	191.10
Tables horizontales supérieures. .	1	45.54	0 400	0.008	»	1138.80
Idem inférieures. .	1	37.336	0.400	0.008	»	918.20
Idem de renfort.. . .	»	surf. dével.	21.87	0 015	»	2558.79
Couvre-joints des tables horizont.	4	1.30	0.400	0.012	78.00	187.20
Idem	10	1.00	0.400	0.020	»	684.00
Idem	2	1.80	0.400	0.020	»	226.20
Cornières supérieures longitudin. .	2	45.54	$\frac{100.100}{12}$	»	18.5	1685.00
Id. inférieures *id.* . . .	2	37.366	$\frac{100.100}{12}$	»	»	1382.50
Couvre-joints des cornières. . . .	»	24.00	0.20	0 012	78.00	449.28
Total de la poutre intermédiaire.						16628.97
Pièces de pont.						
Ame verticale de la pièce.	2	4.20	0.490	0.007	78.00	224.73
Cornières des pièces de pont. . . .	8	4.38	$\frac{85.85}{11}$	»	15.00	525.60
Goussets d'att. des pièces de pont .	8	surface	1.60	0.007	78.00	87,36
Total de la pièce de pont.						837.69
et pour quatorze semblables.						11727.66

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS partiels.	totaux.
						kilog.
Longerons.						
Ame des longerons.	4	33.20	0.350	0.007	78.00	2535.00
Cornières des longerons.	16	33.20	70.70	»	9.5	5046.00
Cornières d'attache.	224	0.35	$\frac{70.70}{9}$	»	9.5	744.80
Poids total des longerons.						8325.80
Rivure { des poutres.	rivets de	0.025	»	»	»	3450.00
Rivure { des pièces de pont et longerons.	—	0.022	»	»	»	1700.00
Total de la rivure.						5150 00
Boulons des plaques (poutre intermédiaire).	24	1.80	surf. 0.0013	»	78.00	242.64
Boulons des plaques (poutres de rive).	32	1.80	0.0013	»	78.00	323.52
Total des boulons.						566.16
RÉCAPITULATION.						
Poutres de rive.	2	»	»	»	»	27039.94
Poutre intermédiaire.	1	»	»	»	»	16628.97
Pièces de pont.	14	»	»	»	837.69	11727.66
Longerons.	4	»	»	»	»	8325.80
Rivure.	»	»	»	»	»	5150.00
Total des fers.						68872.37
Boulons pour plaques.	56	»	»	»	»	566.16
Fonte pour plaque de dallage et supports.	»	»	»	»	»	20562.00
Plomb pour calage.	»	»	»	»	»	450.00
Bois de chêne pour plancher. . . .	»	»	»	»	»	$20^{m3}.34$

Décompte définitif.

DÉSIGNATION DES PIÈCES.	Numéros de la série	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	TOTAUX.
		kilog.	francs.	francs.
Poutres longitudinales, pièces de pont, longerons, rivure.	1	68873.37	0.452	31130.31
Boulons pour plaques.	»	566.16	0.60	339.69
Fontes diverses pour plaques de calage, supports, etc.	»	20562.00	0.452	9294.02
Plomb pour calage.	»	450.00	0.282	126.90
Bois de chêne pour plancher.	»	$20^{m3}.34$	132^{f}	2679.60
Total de la partie métallique. . . .				43570.52

Soit 1452 francs par mètre courant d'ouverture.

TROISIEME SECTION

GRANDS PONTS

TROISIÈME SECTION

GRANDS PONTS

PONT MÉTALLIQUE SUR LA GARONNE A LANGON.

Le pont de Langon, établi sur la Garonne pour le passage de la ligne du chemin de fer de Bordeaux à Cette, consiste :

En un tablier métallique continu de $211^{m}.71$ de longueur, reposant sur deux piles en maçonneries, fondées en rivière sur le rocher, et de deux culées établies, l'une sur le rocher, l'autre sur le gravier, et forme une arche centrale de $77^{m}.40$, et de deux arches de rive de $64^{m}.87$ chacune.

Sa longueur totale entre parements intérieurs des culées est de $207^{m}.14$. La longueur des culées est de 12 mètres chacune, l'épaisseur des piles est de $4^{m}.50$ en moyenne, ce qui donne pour la longueur totale de l'ouvrage $231^{m}.14$.

La culée (côté Bordeaux) est fondée en entier sur le rocher et sur un radier général en béton de $3^{m}.05$ de hauteur.

La culée (côté Cette) est fondée sur le gravier ; un battage de pieux et palplanches a été nécessaire pour former l'enceinte du béton, qui a une hauteur de $3^{m}.84$.

Les deux piles sont fondées en entier sur le rocher sur un massif de béton de $3^{m}.95$ de hauteur moyenne, compris dans une enceinte de pieux et palplanches et protégées sur tout leur pourtour par un enrochement.

Dans le corps des culées, il a été ménagé un vide cylindrique sur toute leur hauteur, de 6 mètres de diamètre, et terminé à la partie supérieure par une voûte en plein cintre, recouverte par une chape en béton.

L'intérieur de ces vides a été rempli, moitié par un massif de gravier à leur base, et moitié en maçonnerie de pierres sèches, ce qui a permis de diminuer d'une manière sensible, le massif de maçonnerie de moellons bruts, nécessaires au corps de ces culées.

Les maçonneries en élévation employées pour les culées et les piles sont en moellons piqués pour les parements vus, et en pierre de taille pour les pierres d'appareil, chaînes d'angles, etc., et provenant des carrières de Saint-Macaire.

Tablier métallique. — Le tablier métallique a été établi pour deux voies, et se compose :

1° De deux grandes poutres en tôle forme double T formées chacune de deux cent quarante-six feuilles verticales de $5^{m}.50$ de hauteur, $0^{m}.86$ de largeur, sauf les deux extrêmes qui ont $0^{m}.935$, et d'une épaisseur variable de $0^{m}.007$ à $0^{m}.012$, réunies par des fers à T, qui, toutes les six feuilles, sont remplacées par des couvre-joints, sur lesquels s'applique normalement et de chaque côté de la poutre, une console double T formant nervure, composée d'une tôle de $5^{m}.50$ de hauteur sur $0^{m}.32$ de largeur, $0^{m}.007$ d'épaisseur et de quatre cornières de $\frac{70.70}{9}$.

Ces consoles sont destinées à s'opposer au voilement de la poutre, et à réunir les tôles horizontales supérieures et inférieures.

Les tôles verticales sont reliées haut et bas par des cornières de $\frac{100.100}{12}$ à des tôles horizontales de $6^{m}.88$ sur $0^{m}.90$ et $0^{m}.012$ d'épaisseur distribuées sur la longueur, de façon à proportionner les sections aux efforts qu'elles supportent, et renforcées par quatre fers plats verticaux de $0^{m}.220$ de hauteur, $0^{m}.020$ d'épaisseur, fixées de champ aux tables supérieures et inférieures à $0^{m}.320$ des tôles verticales, par des cornières de $\frac{100.100}{12}$.

2° De quatre-vingt-trois pièces de pont forme double T de $0^{m}.60$ de hauteur, placées, toutes les trois feuilles, à $2^{m}.58$ de distance et à $2^{m}.27$ en contre-bas des tôles horizontales supérieures : quarante-une de ces pièces ont une longueur de $7^{m}.66$ et sont rivées aux cornières extérieures des consoles intérieures; les quarante-deux autres de $8^{m}.30$ de longueur sont attachées aux tôles verticales par deux cornières de $\frac{70.70}{9}$ saisissant l'âme de la pièce et rivées entre elles dans le reste de leur longueur, au moyen d'une fourrure de $0^{m}.007$ d'épaisseur. Cette attache est renforcée par deux goussets pris entre les deux cornières verticales, qui, avec un couvre-joint, remplacent en ce point un fer à T.

3° De six croix de Saint-André, à branches doubles T de $0^{m}.40$ de largeur, placées, une sur chaque culée, au premier joint, et deux sur chaque pile à $2 \times 0^{m}.86$ l'une de l'autre.

4° De cent soixante-six contre-fiches double T de 5 mètres de longueur sur $0^{m}.20$ de largeur, soutenant les pièces de pont en leur milieu, et attachées à la partie inférieure des

tôles verticales ; quatre-vingt-trois tirants, forme T de $0^m.22$ de hauteur, relient la partie inférieure de ces contre-fiches.

5° De longerons forme double T, de $0^m.35$ de hauteur placés sur quatre files parallèles pour supporter les voies.

Les pièces de pont, contre-fiches, tirants et longerons, sont formés de tôles de $0^m.007$ d'épaisseur et de cornières de $\frac{70.70}{9}$.

6° De vingt et un contreventements formés de fers plats de $0^m.160$ sur $0^m.012$ disposés en croix sur les pièces de pont et les longerons auxquels ils sont rivés à chaque rencontre, et attachés à leurs extrémités au moyen d'un gousset aux tôles verticales.

Le plancher formé de madriers en chêne de $0^m.10$ d'épaisseur repose sans y être attaché, sur les longerons et sur les fers à T, fixés aux pièces de pont par des sabots en fonte, et placés près des tôles verticales.

Les rails sont fixés sur des longuerines en chêne de $0^m.30$ sur $0^m.13$, attachées au plancher par de forts boulons.

Les poutres en tôle sont fixées sur la pile (côté de Bordeaux) au moyen de plaques en fonte, et reposent sur l'autre pile et sur les deux culées par l'intermédiaire de glissières en fonte, à surfaces planes rabotées, qui permettent le jeu de la dilatation.

CALCULS.

Les dimensions de chaque partie ont été déterminées par des calculs reposant sur les hypothèses suivantes :

1° *Que l'élasticité du fer est parfaite jusqu'à un effort de 6 kilogr. par millimètre quarré de section.* — C'est-à-dire que les allongements sont proportionnels aux efforts, l'ex-

périence démontre qu'ils le sont sensiblement jusqu'à des efforts de 18 kilogr. par millimètre quarré.

2° *Que la partie en fer se comporte comme si elle était faite d'un seul morceau.* — C'est supposer que les rivets produisent une adhérence des couvre-joints avec les tôles assez grande pour ne pas permettre le glissement. L'expérience prouve encore que l'adhérence produite par la contraction des rivets en se refroidissant est proportionnelle à la section des rivets, et qu'elle n'est détruite que par un effort de 8 à 10 kilogr. et même de 12 kilogr. quand la rivure est bien faite, par millimètre quarré de section de rivet.

3° *Que les points d'appui sont tous sur la même ligne droite.*

Hypothèse facile à réaliser par le calage des points d'appui.

4° *Enfin, que les charges d'épreuves sont bien conformes à celles demandées par l'administration, et que ces charges ne font pas travailler les poutres à plus de 6 kilogr. par millimètre quarré de section.*

Nous exposerons sommairement les différents calculs qui doivent servir à déterminer les dimensions principales des poutres, et montrer si elles peuvent résister aux plus grands efforts qu'elles auront à supporter.

Nous chercherons d'abord quelle sera la valeur des plus grands moments de rupture calculés d'après les cas les plus défavorables de surcharge que le pont aura à subir.

En commençant nous nous occuperons des grandes poutres.

Dans quatre hypothèses suivantes :

1° La première travée chargée;

2° La deuxième travée chargée;

3° La première et la deuxième travées chargées;

4° Tout le pont chargé.

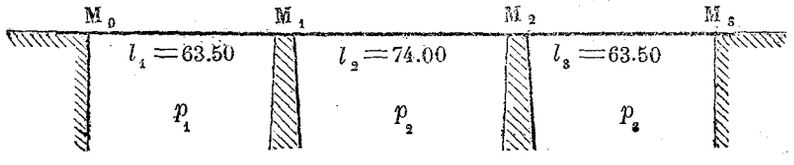
Les deux premières hypothèses fournissent les plus grandes valeurs des moments vers le milieu des poutres,

la troisième donne la valeur maximum à l'encastrement sur la pile.

Quant au cas de la surcharge uniforme répartie sur tout le pont, elle conduit pour l'encastrement et les maximums des travées à des valeurs moindres que les hypothèses précédentes ; elle était pourtant intéressante à calculer parce qu'elle indique la manière dont travaille le pont dans des conditions symétriques.

Les formules générales qui doivent nous servir à trouver les plus grands moments maximums sur les deux appuis intermédiaires, sont :

Fig. 39.



$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 = \frac{1}{4}(p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3), \qquad (1)$$

$$l_2 M_1 + 2(l_2 + l_3) M_2 + l_3 M_3 = \frac{1}{4}(p_2 l_2^3 + p_3 l_3^3). \qquad (2)$$

Or les moments sur les culées M_0 et M_3 sont nuls, et les équations (1) et (2) deviennent, en posant $l_1 = l_3$, $l_2 = l_1 K$

$$2(1+k) M_1 + k M_2 = \frac{l_1^2}{4}(p_1 + p_2 k^3), \qquad (3)$$

$$k M_1 + 2(1+k) M_2 = \frac{l_1^2}{4}(p_2 k^3 + p_3). \qquad (4)$$

Deux équations qui serviront aisément à déterminer M_1 et M_2 ; en les ajoutant ou en les retranchant on a immédiatement les relations :

$$(M_1 + M_2)(2 + 3k) = \frac{l_1^2}{4}(p_1 + 2k^3 p_2 + p_3),$$

$$(M_1 - M_2)(2 + k) = \frac{l_1^2}{4}(p_3 - p_1),$$

et par suite, en remplaçant l_1, l_2, et l_3 par leurs valeurs numériques :

$$l_1 = l_3 = 63^{m}.50, \qquad l_2 = 74^{m}.00,$$
$$M_1 = -251\,p_1 + 290.25\,p_2 - 67.50\,p_3.$$

la symétrie donne de suite :

$$M_2 = -67.50\,p_1 + 290.25\,p_2 - 251.\,p_3.$$

C'est à l'aide de ces équations que l'on obtient bien simplement comme on vient de le voir, qu'il sera facile de trouver les moments maximum sur les appuis dans les quatre hypothèses que nous devons passer en revue.

En appliquant le calcul à une seule poutre, le poids permanent, rapporté au mètre courant de voie, pourra l'établir comme suit :

	kilog.
Poids d'une poutre en tôle et de la moitié du tablier.	1750
Poids des rails.	90
Poids des longerons..	60
Total de la charge permanente. . .	1900
Dans le cas de l'épreuve on ajoute par mètre courant une surcharge de.	4000
Ce qui donne.	5900

pour maximum de la charge par mètre courant de voie que le pont puisse avoir à supporter.

Ceci posé, il devient très-aisé de passer en revue les quatre hypothèses précédemment indiquées.

1re *hypothèse*. — La première travée seule surchargée, on a

$$p_1 = 5\,900 \text{ kilogr.}, \qquad p_2 = p_3 = 1900 \text{ kilogr.}$$

et par suite

$$M_1 = -251\times5900 + 290.25\times1900 - 67.50\times1900 = -1904125,$$
$$M_2 = -67.50\times5900 + 290.25\times1900 - 251\times1900 = 630125.$$

2e *hypothèse.* — La deuxième travée seule chargée

$$p_1 = 1900 \text{ kilog.}, \quad p_2 = 5900 \text{ kilog.}, \quad p_3 = 1900 \text{ kilog.};$$

d'où

$$M_1 = 251 \times 1900 + 290.25 \times 5900 - 67.50 \times 1900 = 2061.125,$$
$$M_2 = -67.50 \times 1900 + 290.25 \times 5900 + 251 \times 1900 = 2061.125.$$

3e *hypothèse.* — Première et deuxième travées chargées

$$p_1 = p_2 = 5900, \quad p_3 = 1900.$$

$$M_1 = 251 \times 5900 + 290.25 \times 5900 - 67.50 \times 1900 = 3065.125,$$
$$M_2 = -67.50 \times 5900 + 290.25 \times 5900 + 251 \times 1900 = 1791.125.$$

4e *hypothèse.* — Tout le pont chargé

$$p_1 = p_2 = p_3 = 5900 \text{ kilog.}$$

$$M_1 = 251 \times 5900 + 290.25 \times 5900 - 67.50 \times 5900 = 2795.125,$$
$$M_2 = -67.50 \times 5900 + 290.25 \times 5900 + 251 \times 5900 = 2795.125.$$

Les moments sur les piles étant connus, on a immédiatement les points de la poutre correspondants aux moments maximum dans chaque travée et pour chaque hypothèse.

Il suffira pour cela de prendre la formule générale donnée page 130.

$$M_m = M_{m-1} - H_{m-1} l_{m-1} + p_{m-1} \frac{l^2_{m-1}}{2}, \qquad (1)$$

et de reporter dans l'équation fondamentale

$$M_x = M_{m-1} - H_{m-1} x + p_{m-1} \frac{x^2}{2}.$$

La valeur de

$$H_{m-1} = p_{m-1} \times \frac{l_{m-1}}{2} + \frac{M_{m-1} - M_m}{l_{m-1}}. \qquad (2)$$

On a ainsi pour l'équation de la parabole correspondant aux moments de rupture de tous les points de la poutre compris entre l'appui m et l'appui $m-1$, la relation suivante

$$y = M_x = \frac{p_{m-1}}{2} x^2 - \left(\frac{p_{m-1} \cdot l_{m-1}}{2} + \frac{M_{m-1} - M_m}{l_{m-1}} \right) \qquad (A).$$

Le maximum de y correspondra au point donné par la relation

$$\frac{dy}{dx} = p_{m-1} x - \left(\frac{p_{m-1} \cdot l_{m-1}}{2} + \frac{M_{m-1} - M_m}{l_{m-1}} \right) = 0,$$

trouvée en indiquant une première fois l'équation de la parabole.

D'où

$$x = + \frac{l_{m-1}}{2} + \frac{M_{m-1} - M_m}{p_{m-1} \, l_{m-1}},$$

relation fort simple que nous appliquons au cas qui nous occupe.

On obtient ainsi les résultats suivants :

		1re TRAVÉE.	2e TRAVÉE.	3e TRAVÉE.
1re hypothèse. . . .	$x =$	$26^m.67$	$46^m.06$	$36^m.97$
2e hypothèse. . . .	$x =$	14 .66	27 .00	48 .84
3e hypothèse. . . .	$x =$	23 .57	39 .91	46 .59
4e hypothèse. . . .	$x =$	24 .29	37 .00	39 .21

Remplaçant dans l'équation A, x par chacune de ces valeurs, on calcule directement les moments maximum et l'on a le tableau qui suit :

		1re TRAVÉE.	2e TRAVÉE.	3e TRAVÉE.
1re hypothèse. . . .	Moment maximum.	2 097 125	111 427	668 520
2e hypothèse. . . .	*Idem.*	204 356	1 977 425	204 356
3e hypothèse. . . .	*Idem.*	1 638 691	1 635 353	271 468
4e hypothèse. . . .	*Idem.*	1 740 434	1 248 425	1 740 434

Le calcul de ces points où le moment est maximum dans chaque travée a été établi pour faciliter la construction des paraboles, qui étaient déjà déterminées puisque l'on savait que leur axe était vertical et qu'elles passaient par deux points déterminés.

La parabole qui correspond à une surcharge p aura donc son axe vertical et un paramètre égal à p.

Or on ne considère jamais une travée, d'après les instructions ministérielles, que dans les deux hypothèses, de pont non chargé, c'est-à-dire ayant une charge uniforme p, et dans celle où l'ouvrage supporte la surcharge d'épreuve p' donnant un poids total uniformément réparti

$$\mathrm{P} = p + p'.$$

Il n'y a que deux paraboles distinctes à construire

$$y = px^2 = 1\,900x^2,$$

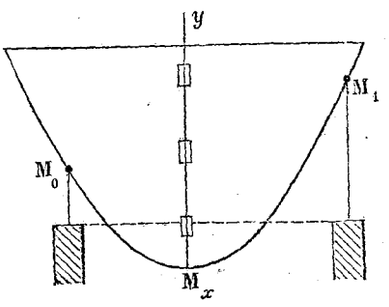
dans le cas qui nous occupe et

$$y = \mathrm{P}x^2 = 5\,900x^2.$$

Traçant ensuite sur deux cartons ces deux paraboles et les découpant sous forme de *pistolets* ou patrons comme l'indique le croquis ci-contre, on les fait courir parallèle-

ment de manière à faire successivement correspondre les sommets aux points M_x déterminés précédemment.

Fig. 40.



On répète la même opération pour les autres travées et pour la deuxième parabole $y = 5\,900x^2$, et l'on obtient ainsi très-rapidement et avec une exactitude suffisante les moments de rupture de la poutre.

Il sera dès lors facile de comparer à chaque point les moments de résistance aux moments de rupture; c'est ainsi que l'on obtient :

Conditions qui ont déterminé les dimensions des travées. — L'inspection des courbes des moments de rupture (Pl. IX, *fig.* 3), courbes dont les ordonnées, prises en grandeur absolue, indiquent l'effort que subissent les tôles horizontales au point que l'on considère, a servi pour opérer cette détermination.

Ainsi l'examen de ces courbes montre que le maximum de flexion de la deuxième travée est beaucoup plus grand que le maximum de la première lorsque ces deux travées sont essayées chacune seule chargée. On a cherché les longueurs correspondant soit à la condition d'avoir le même moment d'encastrement sur les piles, soit d'avoir le même moment maximum de flexion. Ces deux conditions ne peuvent pas être réalisées en même temps, ainsi que le calcul et la figure l'indiquent clairement; mais on a essayé de le mettre entre les deux, en adoptant le rapport $\frac{l_0^1}{l_1} = 0^m.82$ environ. On verra plus loin que les épreuves ont montré que cette appréciation devait être sensiblement modifiée, ainsi qu'on l'a réalisé pour le pont métallique de Bordeaux.

Calcul de la paroi verticale. — Nous avons calculé les

moments de rupture en chaque point, et nous l'avons comparé au moment d'élasticité de la poutre; nous avons vu qu'il n'y avait rien à craindre de ce côté-là et que l'équation de l'équilibre des moments était satisfaite.

Mais il faut encore vérifier l'équilibre de translation suivant deux directions.

Nulle force extérieure n'agissant sur la poutre dans le sens horizontal, l'équilibre doit avoir lieu entre les forces d'extension et de compression développées en chaque section.

Cette condition se trouve pour ainsi dire établie d'une manière identique par l'hypothèse que nous avons admise, à savoir que l'âme neutre passe par le centre de gravité de la section.

Enfin il reste à examiner la troisième équation d'équilibre, l'équation de translation verticale.

Les forces qui agissent dans le sens vertical sont :

Le poids du pont et les réactions des piles et des culées.

Pour l'équilibre d'une portion quelconque de poutre comprise entre une pile et une section prise à la distance x de cette pile, il faut que $\mathrm{R} - px = \mathrm{H}$, H étant l'*effort tranchant* que subit la poutre au point considéré, et R la réaction de la pile ou de la culée.

Calculons les *efforts tranchants* dans les cas les plus défavorables.

Dans les cas de la première travée seule chargée, l'effort tranchant a son maximum sur la culée : il est nul au point où le moment de rupture est maximum, et se calcule au moyen de la formule générale

$$\frac{dy}{dx} = p_{m-1}x - \frac{p_{m-1}\,l_{m-1}}{2} + \frac{\mathrm{M}_{m-1} - \mathrm{M}_m}{l_{m-1}}, \qquad \text{(B)}$$

équation d'une ligne droite qui se continue facilement, car nous avons deux des points, celui sur la culée correspon-

dant à H_{m-1} et celui où le moment de rupture est maximum.

Dans le cas de la première travée seule chargée, on a en mettant l'équation (2) sous la forme

$$H_{m-1} = p_{m-1}\left(\frac{l_{m-1}}{2} + \frac{M_{m-1} - M_m}{p_{m-1}\, l_{m-1}}\right) = p_{m-1} X.$$

X étant l'abscisse du point où le moment de rupture est maximum ; ce qui permettra de trouver immédiatement au moyen des données précédemment établies l'effort tranchant sur chacun des appuis.

1° Première travée seule chargée

$$X = 26^m.67, \qquad p_1 = 5900;$$

d'où

$$H_0 = 5900 \times 26.67 = 157353.$$

2° *Première et seconde travée chargée.*

L'effort tranchant de la première travée sur la pile I est

$$H = pX_1,$$

celui de la deuxième travée sur la pile

$$H' = pX_2,$$

et l'effort total

$$H_1 = p\,(X_1 + X_2).$$

Or

$$X_1 = l_1 - 23^m.57 = 64.87 - 23.57 = 41.30,$$
$$X_2 = 39^m.91 \text{ (voir page 133)}.$$

On a donc

$$H_1 = 5900 \times (41{,}30 + 39.91)\ 479\,139 \text{ kilog.}$$

Si le fer supporte un effort de 6 kilogrammes par milli-

mètre quarré, il faudra une section de $\frac{476139}{6} = 79856$ millimètres quarrés.

La tôle a 15 millimètres d'épaisseur sur les 3 mètres de longueur d'appuis : cela fait 45 000 millimètres quarrés. De plus les trois joints au milieu sont faits avec des fers à double T de 6 000 millimètres quarrés de section. Il y a six fers à double T qui donnent donc ensemble 36 000 millimètres quarrés de section.

Le total est donc de 81 000 millimètres quarrés supérieurs à celui de 79 856 établi ci-dessus.

Nous avons donné ce calcul avec quelques détails parce que nous ne l'avons trouvé nulle part et qu'il peut servir à diriger les études de toutes les parties du pont.

Calcul des tôles verticales. — Les épaisseurs des tôles verticales sont indiquées sur la *fig.* 3, Pl. IX.

Sur l'axe on a porté la longueur des travées. On a pris pour ordonnées des hauteurs proportionnelles aux épaisseurs données aux tôles, puis on a superposé les courbes des moments de rupture précédemment indiquées.

Près de la culée la tôle verticale travaille à $4^k.36$; si l'on fait travailler les rivets à 5 kil., le rapport des sections de la tôle et des rivets devra être $\frac{5}{4.36}$.

La tôle de 7 millimètres d'épaisseur a une section de $7^{mill.} \times 5\,500^{mill.} = 38\,500$ millimètres quarrés ; celle des rivets devra donc être au plus de 33 570 millimètres quarrés.

Au joint, il y a un rivet tous les 12 centimètres, soit 46 dans la hauteur du joint, qui travaillant sur deux sections donneront 92 sections. Le diamètre étant de 22 millimètres la section est de 380 millimètres quarrés et pour 92 sections, le total est de $34\,960^{mill.} > 33\,370$. Ce qui montre que les rivets travaillent à un peu moins de 5 kil. par millimètre quarré.

Tôle de 8 millimètres. — Cette tôle a une section de

$8^{mill.} \times 5500 = 44000$ millimètres quarrés. La section des rivets doit être de 38370 au plus.

Or, au joint, il y a un rivet tous les 10 centimètres, soit 54 dans la hauteur : leur diamètre est de 22 millimètres ; or leur section résistante totale est donc de $108 \times 380 = 41040$ millimètres quarrés.

Tôles de 9 *et* 10 *millimètres.* — Pour ces tôles les rivets ont 25 millimètres, ayant 490 millimètres quarrés de section, placés à 10 centimètres d'axe en axe. La section de la tôle de $10^{mill.} = 55000$ millimètres quarrés ; celle des rivets 52290 millimètres quarrés.

Tôles de 11 *et* 12 *millimètres.* — Le joint de ces tôles est renforcé, de chaque côté, d'une tôle de 5 millimètres, qui déborde le fer à T de manière à pouvoir mettre son double rang de rivets.

Le premier rang de rivets sur le fer T a 25 millimètres de diamètre et la distance d'axe en axe est de 12 centimètres.

Le deuxième rang de rivets placés sur le couvre-joint a 18 millimètres de diamètre et la distance d'axe en axe est de 12 centimètres également ; ils sont placés en quinconce avec les premiers.

Tôle de 12 *millimètres.* — On a : section de la tôle $= 66000$ millimètres quarrés, section des rivets 66960 millimètres quarrés.

Tôle de 5 *millimètres.* — Enfin, pour la tôle de 15 millimètres, les rivets du second rang ont 22 millimètres de diamètre et la distance d'axe en axe est de 10 centimètres. La section de la tôle $= 82500$ millimètres quarrés et celle des rivets $= 92360$ millimètres quarrés.

Calcul de l'effort produit à la jonction des tôles verticales avec les tôles horizontales. — La paroi verticale transmet à la tôle horizontale *l'effort tranchant* auquel elle est soumise en chaque point, et la valeur de cet effort se trouve déterminée soit directement, soit graphiquement, par la ligne droite dont nous avons donné l'équation B (p. 136),

cette quantité étant d'ailleurs égale à l'accroissement proportionnel, c'est-à-dire à la dérivée $\frac{dM}{dx}$.

Nous allons en faire *l'application numérique pour la pile n°* 1. Ainsi qu'on l'a établi précédemment, l'effort maximum produit par la première travée sur la pile n° 1 $= 41.30 \times 5\,900^{kil.} = 243\,670^{kil.}$

La superposition indique immédiatement que l'épaisseur donnée est partout supérieure à celle qu'il faudrait.

On répartit mieux ainsi les efforts auprès des piles et au milieu de la travée, et d'ailleurs on ne peut pas descendre à une épaisseur moindre de 7 millimètres sans augmenter les chances de voilement.

Les feuilles de tôle verticales sont réunies par des fers T ; la partie de ces fers T qui sert de couvre-joint a une épaisseur beaucoup plus forte qu'il n'est nécessaire pour remplacer la tôle. Il n'y aura donc à vérifier que la force de la rivure.

Calcul de la force des rivures. — Ce calcul, qui paraît en général difficile aux personnes qui n'ont pas eu l'occasion d'étudier complétement une construction métallique, se fait de la manière la plus simple.

Il est basé sur cette condition fondamentale que les rivets remplacent en résistance la tôle interrompue.

Les nombreux exemples que nous allons développer en calculant les différentes rivures du pont de Langon, montreront mieux que nous ne saurions le faire autrement la marche à suivre dans les différents cas.

Rivures de la paroi verticale. — Cette paroi a des épaisseurs variables selon les efforts qu'elle a à supporter ; nous l'examinerons en ses différents points.

A une distance de 1 mètre à gauche de la pile (1) l'accroissement proportionnel $\frac{dM}{dx}$ ou *l'effort tranchant*

$= 243670$ kilog. $- 5700$ kilog. $= 237\,770$ kilog.

L'accroissement d'effort sur la tôle horizontale supérieure est égal à l'accroissement de l'effort de sens contraire.

Sur la pile même et pour la tôle horizontale inférieure il est de $\frac{243670}{h}$: h étant égal à $5^{m}.50$ la hauteur de la poutre, soit 44303 kilogr.

Calcul de la rivure des tôles horizontales avec des tôles verticales. — Si les rivets doivent supporter un effort de 5 kilogr. par millimètre quarré, il faudra dans 1 mètre de longueur $\frac{44303}{5} = 8860$ millimètres quarrés de section ; les rivets de 28 millimètres de diamètre ont 615 millimètres quarrés.

Le nombre des rivets doit être de $\frac{8860}{615} = 14$.

Si les rivets n'ont que 25 millimètres et une section de 490 millimètres quarrés il en faudra $\frac{8860}{490} = 18$.

On a projeté un rivet de 28 millimètres pour relier la cornière à la paroi horizontale, tous les 125 millimètres, sur les grandes cornières ou 8 par mètre courant sur chaque cornière : soit 16 pour les deux au lieu de 14 exigés par le calcul ; cela tient à ce qu'ils sont plus rapprochés sur les couvre-joints.

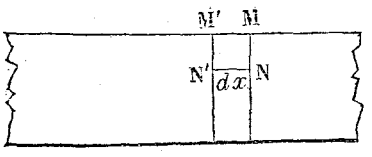
Pour relier les cornières à la paroi verticale, il y a deux rivets de 25 millimètres pour chaque fer à T tous les 86 centimètres, et 7 rivets à 10 centimètres de distance, entre ces fers à T, ce qui fait 9 rivets pour 86 centimètres ; et, comme ils résistent en deux sections, c'est comme 18 rivets tous les 86 centimètres ou $\frac{18}{0.86} = 21$ rivets au lieu de 18 exigés par le calcul.

On ferait le même calcul pour chaque section de chaque côté de la pile.

L'épaisseur de l'âme ainsi que la rivure de celle-ci aux

plates-bandes se déterminent par la considération de la résistance aux efforts de glissement longitudinal des fibres.

Fig. 41.



Soit une partie du corps limitée par deux sections MN, M'N' infiniment voisines et une fibre horizontale NN. Cette partie du corps est soumise en MN à une tension T, en M'N' à une tension $T + dT$, et par conséquent la portion de fibre NN' devra être soumise aux efforts $(T + dT) - T$ ou à dT, et pour qu'il y ait équilibre entre cette tension dT et sa résistance au glissement, on devra poser l'équation

$$dT = R_1 e dx,$$

e étant l'épaisseur de l'âme et R_1 la résistance au glissement horizontal appelé plus communément le *cisaillement*.

Cette résistance sera maxima quand NN' occupera la position de la fibre neutre, parce que l'effort T comprendra toutes les forces situées au-dessus de cette axe.

La résultante T aura toujours son point d'application près des tables parce que c'est en ce point qu'il y a le plus d matière et que les fibres sont le plus fatiguées. On peut donc approximativement écrire :

$$Q = Th,$$

Q étant le moment de rupture du pont et h la hauteur de la poutre.

D'où

$$dT = \frac{dQ}{dx} = R_1 e dx,$$

et par suite :

$$e = \frac{dQ}{dx} \times \frac{1}{R_1 h} = \frac{F}{R_1 h},$$

F *étant l'effort tranchant.*

On poserait de même pour la rivure :

$$dT = nEdx,$$

n étant le nombre de rivets par mètre courant et E l'effort supporté par chacun d'eux.

D'où, comme précédemment,

$$n = \frac{dQ}{dx} \times \frac{1}{Eh} = \frac{F}{Eh},$$

avec les mêmes notations que ci-dessus.

C'est à l'aide de ces considérations que nous avons vérifié les épaisseurs et la rivure du pont qui nous occupe, et que l'on pourra répéter la même opération dans tous les cas qui se présenteront.

On ferait le même calcul pour chaque section de chaque côté de la pile.

Détermination des moments de résistance des tôles verticales. — Les tôles verticales jointes ensemble par les couvre-joints sont capables de produire un moment de résistance donné par la formule

$$\frac{Rab^2}{6} = M_r,$$

R étant la résistance par une unité de section $= 6^k$ par $^{mm\,2}$,

a l'épaisseur de la feuille de tôle,

b la hauteur qui est de $5^m.50$.

A l'aide de cette relation on calculera M_r en chacun des points de la poutre.

Calcul des moments de résistance des cornières. — Aux tôles horizontales se trouvent des cornières qui résistent à la compression et à la traction comme les tôles horizontales elles-mêmes.

Ces grandes cornières sont de sections différentes suivant la position plus ou moins fatiguée qu'elles occupent; elles varient de 15 à 20 millimètres d'épaisseur.

Le moment de ces cornières est estimé, comme celui d'une section résistant tout entière à un effort de 6 kil. par millimètre quarré, est située à une distance de $\frac{5^{m}.50}{2} = 2^{m}.75$ de l'axe neutre.

La section des cornières de 15 millimètres d'épaisseur est de 44 centimètres pour huit cornières, disposées comme dans la *fig.* 29, page 95; la section est de $8 \times 44 = 352$ centimètres.

Le moment de résistance

$$= 2.75 \times 600 \times 352 = 580800.$$

Pour les cornières de 20 millimètres la section est de 60 centimètres, et par conséquent le moment de résistance de

$$2.75 \times 600 \times 480 = 792000.$$

Dimensions des couvre-joints de cornières. — Enfin, ces cornières sont réunies les unes aux autres par des couvre-joints de sections un peu plus fortes que les leurs.

Ainsi, pour les cornières de 15 millimètres, les couvre-joints se composent de deux fers plats de $10^{mill}.20$ et 160 millimètres de large, et d'un fer de 15 millimètres long de 750 millimètres.

Pour les cornières de 20 millimètres, les couvre-joints prennent une épaisseur de 14 millimètres, et les rivets, au lieu d'être de 22 millimètres, sont de 25.

Moments de résistance des tôles horizontales. — Si l'on retranche des moments de rupture précédemment fournis par le calcul les moments de résistance dus aux tôles verticales et aux cornières, on aura un total que le moment de résistance des tôles horizontales devra au moins égaler.

Méthode graphique pour faciliter la division des tôles. — Pour faciliter la division des tôles, on a porté (Pl. IX,

fig. 3) sur une même ligne horizontale la largeur des travées, à l'échelle de $0^{m}.0015$ pour 1 mètre. Les moments de résistance et les moments de rupture ont été figurés comme ordonnées à l'échelle de $0^{m}.001$ pour 100 000.

La résistance des tôles était de 6^{kil} par millimètre cube, et la distance à l'axe neutre par les tôles horizontales de $\frac{5^{m}.50}{2} = 2^{m}.75$, le moment de résistance de 1 millimètre cube de section

$$= 6^{kil} \times 2.75 = 16^{k}.50.$$

Les tôles ayant 900 millimètres de large, la résistance de 1 millimètre d'épaisseur est de $16^{kil}.20 \times 900 = 14850$ kilogrammes ; mais si l'on augmente les tôles supérieures de 1 millimètre, on augmente les tôles inférieures de la même quantité, et le moment de résistance des tôles hautes et basses est de $2 \times 14850 = 29700$ par millimètre d'épaisseur. Sa valeur en ordonnée sera $\frac{29700 \times 1}{100000^{mm}} = 0^{mm}.297$. On opère de même pour toutes les autres pièces.

Ainsi, au-dessus des piles où la résistance doit être très-considérable, on a placé un fer plat de 10 mètres de longueur d'une section de 12 600 millimètres ; le moment des fers supérieur et inférieur $= 5.5 \times 12600 = 69300$; la hauteur de l'ordonnée qui le représente

$$= \frac{69300 \times 1 \text{ millimètre}}{100000} = 0^{mill}.69300.$$

Les détails dans lesquels nous sommes entré, à dessein, dans le calcul de chacune des pièces du pont, suffiront, nous l'espérons du moins, pour permettre, en les suivant, aux personnes les moins familiarisées avec ces études, de justifier les dimensions d'un projet quelconque.

On arrive ainsi à tracer dans les courbes des moments de rupture (Pl. IX, fig. 3) des carrés représentant les tôles en longueur et épaisseur.

Par des tâtonnements, on parvient à diminuer le plus possible l'excédant de fer qui est représenté par les parties de tôle en dehors des courbes.

Enfin, on remarquera qu'aux extrémités du pont et aux points d'inflexion, on a mis une résistance plus forte que celle indiquée par le calcul, parce que des tôles d'une épaisseur trop faible, n'auraient pas travaillé dans de bonnes conditions.

Pression sur les appuis. — Les poutres reposent sur une plate-forme en fonte qui répartit la pression sur les maçonneries.

Cette plate-forme a sur les piles une surface de 6 mètres carrés; le poids supporté est de 475 000 kilogrammes environ, ce qui fait une pression de $\frac{475\,000}{60\,000} = 7^{kil}.9$ par centimètre carré sur la maçonnerie.

La pression sur les culées est de $4^{kil}36$ seulement.

Effort de renversement des piles dû à la dilatation des poutres. — Le frottement des glissières, dû à la dilatation des poutres, produit un effort horizontal, tendant à renverser les piles.

Considérons d'abord le cas où le pont n'est pas chargé. Le pont pèse un peu plus de 4 000 kilogrammes par mètre courant, nous admettons 4 000 kilogrammes. La charge permanente sur une pile $= 77^{m}.40 \times 4\,000 = 309\,600$. En prenant 0.15 pour coefficient de frottement, on trouve, pour l'effort horizontal :

$$309\,600 \times 0.15 = 46'440 \text{ kilog.}$$

La hauteur de la pile est de $12^{m}.50$ au-dessus de la deuxième retraite; le moment de renversement est donc de

$$12.50 \times 46\,440 = 580\,50.$$

L'épaisseur moyenne de la pile est de $4^{m}.50$, sa largeur 13 mètres et la hauteur $12^{m}.50$;

Son poids $= 4^{m}.50 \times 13$ mèt. $\times 12\ 50 \times 2\,000$ kil. $= 1\,462\,500$
Le poids du pont. . . . . $= 309\,600$

Total. . . . . $1\,772\,100$

Comparant ce poids avec le précédent, on trouve pour la distance du point de passage de la résultante à l'axe de la pile

$$\frac{46440 \times 12.50}{1\,772\,100} = 0^{m}.33.$$

Le moment de stabilité $= 1\,772\,100 \times 2.50 = 4\,430\,250$; soit sept fois plus fort que le moment de renversement.

Dans le cas où le pont supporterait la charge d'épreuve de 4 tonnes par mètre courant de simple voie, on trouverait que

kil.
La résultante horizontale serait de 950 000 kil. $\times$ 0.15 $=$ 142 500
Et le poids de la pile de 2 412 005

On en déduirait des résultats analogues aux précédents, et qu'il nous paraît inutile de reproduire; car nous avons voulu surtout indiquer la méthode employée pour vérifier la stabilité de ces parties de l'ouvrage.

Action du vent. — La plus grande pression que le vent exerce sur une surface de 1 mètre carré ne dépasse pas 278 kilogrammes dans des ouragans dont la vitesse est de 45 mètres par seconde et qui, par conséquent, sont très-peu probables dans les régions où nous vivons.

La surface d'une poutre est de $5^{m}.50 \times 211.44 = 1\,163$ mètres.

La pression totale exercée par un ouragan serait donc

$$1\,163 \times 278 = 323\,314 \text{ kilog.}$$

Or le pont pèse plus de 950 000 kilogrammes; la pression

de vent ne serait que le $\frac{1}{3}$ environ du poids total du pont.

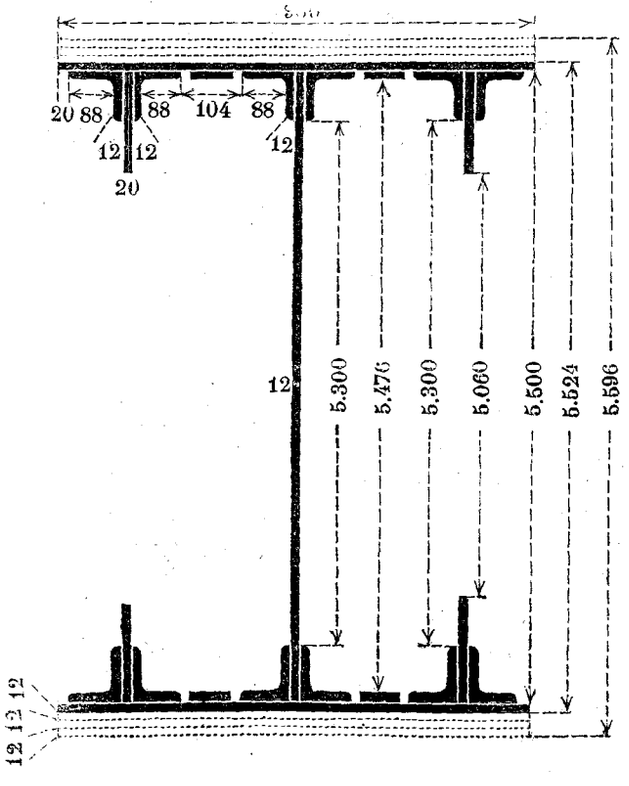
On pourrait seulement constater quelques oscillations horizontales; ainsi au pont de Conway, pendant qu'il reposait sur des piles provisoires, pour les épreuves, on a constaté un mouvement d'oscillations latérales très-visible. Le vent soufflait sous un angle de 45° environ, et dans les rafales d'une vitesse extrême, la flèche mesurée avec soin, n'a pas dépassé $0^{m}.00635$. La longueur du pont est de 125 mètres; la portée de 122 mètres environ. Le poids de l'ouvrage est de 1 320 000 kilogrammes.

CALCUL DU MOMENT DE RÉSISTANCE DE LA POUTRE.

Le moment de résistance de la poutre nous est donné par la formule

$$M_r = \frac{RI}{V'}.$$

Fig. 42.



Le moment d'inertie de la section de poutre ci-contre est

$$\frac{I}{V'} = 900 \times 5596^3 - \left(\frac{708 \times 5476^3 + 72 \times 5300^3 + 40 \times 5060^3 + 68 \times 5505^3}{6 \times 5596} \right)$$

$$\frac{I}{V'} = 424\,758\,756.$$

Nons avons vu que le moment maximum sur les piles était de 3 063 125.

Le travail du fer en ce point sera de

$$\frac{3065000}{424758}\, 7^{k}.21.$$

Pièces de pont. — Les pièces de pont du pont de Langon sont espacées de $2^{m}.58$; on aurait pu, sans augmenter le poids total, les placer à $3^{m}.50$ de distance. L'entretoisement du pont est la raison pour laquelle on a préféré le premier écartement.

Le calcul de ces pièces ne présente aucune difficulté. L'hypothèse la plus défavorable pour les arbalétriers se présente lorsque les roues motrices de deux machimes passent sur la pièce de pont ; dans ce cas la charge totale peut être évaluée à 32 tonnes, et la composante au milieu des arbalétriers est de 10 100 kilogrammes. L'effort correspondant pour les arbalétriers est de 17 685 kilogrammes, ce qui, à 3 kilogrammes par millimètre carré, représente une section de 6 200 millimètres carrés pour les deux pièces.

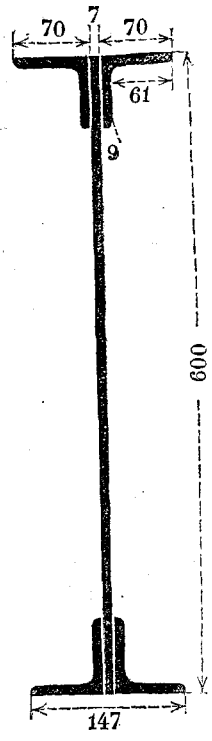
La composante agissant sur le tirant est de 14 148 kilogrammes, ce qui donne pour le tirant 2 358 millimètres carrés.

Le fer employé a 2 420 millimètres carrés de section sans compter les cornières.

Quant à la poutre horizontale qui constitue la pièce de pont (*croquis*, fig. 43), elle est en partie encastrée au milieu,

si on suppose que le point supporté par les arbalétriers ne puisse fléchir.

Fig. 43.

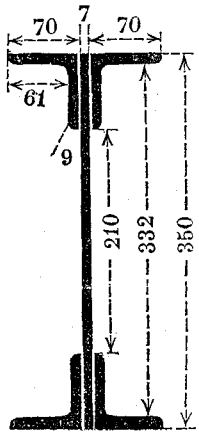


La section de cet encastrement incomplet a été renforcée au moyen d'un gousset de 40 centimètres de longueur. Elle a de plus été calculée comme simplement posée. Il est d'ailleurs convenable de donner à ces pièces un excès de résistance. Par la nature de leur travail, qui se fait pour ainsi dire subitement et par chocs, elles éprouvent des réflexions plus considérables proportionnellement que les autres parties du pont.

Longerons. — Le calcul des longerons est toujours le même, c'est-à-dire que ces pièces sont considérées comme simplement posées à leurs extrémités, et leur moment de rupture se trouve évidemment au milieu de leur portée.

La plus grande charge qu'un longeron aura à supporter, est celle d'une roue motrice égale à 7 000 kilogrammes.

Fig. 44.



Son moment d'inertie étant

$$795\,911,$$

sa longueur

$$\frac{2^{m}.58}{2} = l = 1.\ 2$$

$$R = \frac{7\,000 \times 1290}{2 \times 795\,911} = 5^{k}.67,$$

pour l'effort par millimètre carré de section.

EXPÉRIENCES DE POIDS ROULANT.

Le jeudi 15 novembre 1855, on a dû procéder aux épreuves des poids roulants.

Il était important de pouvoir observer exactement les mouvements des poutres au-dessus et au-dessous, à droite et à gauche de leur position normale. On a profité, pour cela, des mâchoires adaptées aux tables inférieures des poutres et des pièces de bois fixes et indépendantes placées sous ces mâchoires, sur le plancher des cintres.

La compagnie avait fait armer un certain nombre de mâchoires de crayons métalliques qui devaient tracer, sur un papier préalablement préparé, les mouvements du pont, au moment où l'on devait faire passer le courant électrique pendant le passage du train.

En présence des inconvénients et des chances de non-réussite que présentait le système employé, les ingénieurs du contrôle, résolurent de faire, de leur côté, des expériences plus certaines.

Ils firent établir, à côté de points principaux à observer, des planchettes bien rabotées, maintenues sur les cintres, à une distance fixe de $0^{m}.05$ des faces latérales des mâchoires, et sur lesquelles on pouvait en faire clouer d'autres de moindre épaisseur, quand elles seraient remplies de figures.

Des conducteurs des ponts et chaussées qui avaient offert leur concours à l'expérience, furent chargés de maintenir, d'une manière invariable, pendant les passages à observer, des crayons de maçon sur les mâchoires, en ayant soin de faire appuyer constamment le bout du crayon contre la planchette verticale.

De cette manière, les mouvements des poutres devaient être tracés d'une façon certaine sur ces planchettes.

Les observateurs devaient, après chaque expérience, inscrire, sur leur carnet, les résultats.

Les numéros des observations étaient indiqués par une série d'hommes placés sur les tables supérieures du pont et en communication directe avec la personne chargée d'indiquer ces numéros.

Chaque observation a été contrôlée, chez presque tous les observateurs, par l'ingénieur ordinaire du contrôle, après chaque expérience.

Les chiffres des carnets ont été, en outre, vérifiés sur les planchettes mêmes, le lendemain, tant pour ce qui concerne le mesurage, que pour les indications verticales au-dessus et au-dessous de la position normale, et les indications horizontales.

Les observations faites par la compagnie n'ayant pu réussir, on ne peut donner ici que les résultats contenus dans le carnet des observateurs dont il vient d'être parlé, et placés au nombre de sept à l'amont et de sept à l'aval.

Les poids roulants étaient formés de la manière suivante :

Un train dirigé vers Bordeaux, était composé de huit machines tender, pesant 36 300 kilog. sur 9 mètres de longueur, de onze wagons de $7^{m}.40$ de longueur entre les tampons, chargés de sable jusqu'à $0^{m}.25$ de hauteur au-dessous des bords; de douze wagons de $5^{m}.40$ de longueur entre les tampons, et entièrement chargés de sable.

La longueur de ce train formait ainsi $218^{m}.20$ au repos et 222 mètres pendant la marche, soit 12 mètres de plus que la longueur du pont.

Un train dirigé vers Cette, était formé des mêmes éléments.

Ces trains étaient placés, l'un à la gare de Langon, l'autre à Saint-Macaire, à des distances égales du pont, soit 1 500 mètres de chaque côté.

Un signal était placé à 100 mètres de l'entrée, de cha-

que côté du pont, et les mécaniciens donnaient un coup de sifflet au signal ; on notait l'heure (o) aussi bien que le moment où le train entrait sur le pont (E), celui auquel le dernier wagon passait (Q), et enfin le moment auquel la tête du train atteignait l'autre extrémité du tablier et sortait du pont (S).

L'intervalle de o à E divisé par 100 mètres donnait la vitesse d'entrée ; l'intervalle de E à Q divisé par la longueur du train, donnait la vitesse de passage (moyenne) à l'entrée ; l'intervalle de E à S divisé par la longueur du pont, donnait la vitesse de passage sur le pont. On a cessé, après les premiers essais, d'observer S, parce qu'on n'entendait pas de sifflet, et (o) pareillement. Généralement, on s'est contenté de E et Q.

Un observateur était sur la rive gauche de la Garonne ou de Langon, à l'entrée du pont, et observait la marche sur la voie de gauche, en aval ; un autre était placé sur la rive droite, côté de Saint-Macaire, à la sortie du pont, et observait la voie d'amont. Dans les expériences de croisement, l'un et l'autre ont observé les deux voies.

Première expérience.

Dans la première expérience, le convoi de gauche a passé seul sur le pont, voie aval.

Observation de Langon.	*Observation de Saint-Macaire.*
(O) A 100^m avant l'entrée, $0^m\ 0''$.	
(E) Entrée du convoi sur le pont $0^m\ 16''$.	$\frac{16''}{100^m}$ vitesse 22 kil. arrivée.
(Q) Passage de la queue au dernier wagon, $0^m\ 38''$.	$\frac{22''}{216^m}$ vitesse 30 kil. passage.
(S) Sortie du pont non observée?	Le mécanicien n'a pas sifflé.

1re *Observation.*

NUMÉROS des Consoles.	POUTRE AMONT.			POUTRE AVAL.		
	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.
5	0.006	0.00	0.020	0.025	0.00	0.009
9	0.021	0 00	0.007	0.026	0.010	0.007
12	0.009	0.00	0.006	0.020	0.00	0.004
19	0.013	0.007	0.005	0.020	0.00	0.005
22	0.011	0.002	0.011	0.035	0.00	0.015
25	0.017	0.00	0.013	0.037	0.03	0 014
40	0.011	0.00	0.009	0.027	0.013	0.006

Deuxième expérience.

Dans la deuxième expérience, le convoi de droite a passé seul sur le pont, voie amont.

Observation de Langon.

Le passage des trains de E à Q a employé 24″.

Observation de Saint-Macaire.

(*o'*) A 100m avant l'entrée côté de St-Macaire. . 0m 0″ vitesse $\frac{13''}{200} = 28^k$ arrivée,

(*e*) Entrée du convoi sur le pont de St-Macaire. 0 13

(*q*) Passage de la queue. . . . . 0 35 vitesse $\frac{22''}{216} = 30^k$ passage,

(*s*) Sortie du pont non observée. . . . . ? Le mécanicien n'a pas sifflé,

NUMÉROS des Consoles.	POUTRE AMONT.			POUTRE AVAL.		
	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.
5	0.023	0.00	0.004	0.010	0.00	0.009
9	0.030	0.00	0 003	0.012	0.003	0.007
12	0.021	0.00	0.004	0.011	0.00	0.001
19	0.009	0.005	0.002	0.006	0.00	0.003
22	0.024	0.007	0.009	0.014	0.00	0.010
25	0.040	0.00	0.009	0.028	0.00	0.013
40	0.023	0.012	0.013	0.009	0.003	0.008

Troisième expérience.

Dans la troisième expérience, le convoi de gauche a passé seul sur le pont, voie aval.

Observation de Langon.		*Observation de Saint-Macaire.*	
(O) A 100m.	0m 0″	(E) Entrée (Langon).	0m 0′
(E) Entrée.	0 11	(S) Sortie de la tête.	0 16
(Q) Passage de la queue.	0 30	(S′) Sortie de la queue.	0 30

Obs. Langon. . . . . { Le train arrivait avec une vitesse de $\frac{11''}{100}$ soit 33^k.
Il est entré avec. . . . . $\frac{19''}{216}$ soit 61^k.

Obs. Saint-Macaire. . { Le train aurait traversé avec une vitesse de $\frac{14''}{210}$ soit 54^k.
Il serait sorti avec une vitesse de. . . . . $\frac{16}{216}$ soit 48^k.

La vitesse moyenne peut être évaluée à $\frac{41 + 48}{2}$ 45 kil.

Le E a été mal observé; il était, en effet, très-difficile de l'observer. Puis, la distance fait une erreur d'une seconde pour la transmission du son. Si l'on compte 15″, on trouve pour vitesse 50 kil.

NUMÉROS des Consoles.	POUTRE AMONT.			POUTRE AVAL.			OBSERVATIONS.
	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.	
5	0.009	0.00	0.017	0.019	0.006	0.005	
9	0.015	0.00	0.005	0.025	0.012	0.007	
12	0.009	0.00	0 004	0.021	0.00	0.002	
19	0.005	0.001	0.005	0.018	0.00	0.004	
22	0.011	0 004	0.011	0.032	0.00	0.013	
25	0.012	0.00	0.016	»	»	»	Cette observation manque à l'aval console n° 25.
40	0.012	0.002	0.015	0.031	0.013	0.006	

Quatrième expérience.

Dans la quatrième expérience, le convoi de droite a passé seul sur le pont, voie amont.

Observation de Langon.

(*e*) Entrée côté de Saint-Macaire. 0m 0″
(*s*) Sortie de la tête côté de Langon. 0 20
(*q'*) Sortie de la queue. 0 39

Vitesse $\frac{20''}{210^m}$ $\frac{89''}{210+216}$ soit 38^k. soit 39^k.

Observation de Saint-Macaire.

(*e*) Entrée de la tête. . . . . 0m 0″
(*q*) Entrée de la queue. 0 18

Vitesse $\frac{18''}{216^m} = 43^k$.

La vitesse moyenne $\frac{39+43}{2}$ 41^k.

NUMÉROS des Consoles.	POUTRE AMONT. Abaissement vertical.	POUTRE AMONT. Relèvement vertical.	POUTRE AMONT. Translation horizontale.	POUTRE AVAL. Abaissement vertical.	POUTRE AVAL. Relèvement vertical.	POUTRE AVAL. Translation horizontale.	OBSERVATIONS.
5	0.026	0.00	0.005	0.012	0.00	0.010	
9	0.034	0.004	0.008	0.014	0.002	0.008	
12	0.023	0.00	0.003	0.007	0.004	0.001	
19	0.010	0.006	0.008	0.006	0.004	0.004	
22	0.029	0,010	0.018	0.016	0.00	0.013	
25	0.038	0.007	0.022	0.020	0.00	0.024	
40	0.026	0 013	0.009	»	»	»	Cette observation manque à l'aval, console n° 40.

Cinquième expérience.

Dans la cinquième expérience, on a cherché à faire passer les convois simultanément. Ils sont passés l'un après l'autre.

Deux trains marchant ensemble, mais ne se rencontrant pas, il y a eu passage successif. La voie aval ou de gauche, a été parcourue la première. Les flèches observées se rapportent exclusivement à ce passage.

Observation de Langon.

Voie aval. { E. . . . $3^h 4^m 54''$ vitesse $\frac{21''}{216^m}$ / Q. . . . 3 5 15 ou 37 kil.
Voie amont. { E. . . . 3 6 28 vitesse $\frac{18''}{216^m}$ / Q. . . . 3 6 46 ou 43 kil.

Observation de Saint-Macaire.
(Sur la voie aval.)

Non observée.

NUMÉROS des Consoles.	POUTRE AMONT.			POUTRE AVAL.			OBSERVATIONS.
	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.	
5	0.004	0.00	0.012	0.025	0.00	0.005	
9	0.018	0.002	0.009	0.026	0.012	0.007	
12	0.015	0.006	0.003	0.025	0.00	0.003	
19	0.009	0.006	0.013	»	»	»	L'observation n° 5 manque à l'aval, console n° 9.
22	0.012	0.003	0.012	0.035	0.00	0.020	
25	0.015	0.006	0.006	0.032	0.010	0.020	
40	0.012	0.004	0.011	0.029	0.007	0.005	

Sixième expérience.

Dans la sixième expérience, on a cherché à faire passer les convois simultanément. On a réussi à peu près. Le train de droite en amont, avait perdu une bonne partie de ses wagons; il ne restait que trois wagons.

Deux trains simultanés.

(E) Entrée sur la voie aval. . . $3^h 34' 49''$

Vitesse $\frac{19''}{210}$

(Q) Passage de la queue. . . . $3^h 35' 8''$

(S) Sortie côté de St-Macaire. . 3 35 24

Vitesse $\frac{16''}{210}$

Vitesse. . 41 kil.
Vitesse. . 47 } 44 kil.

Entrée sur la voie amont. . . . . $3^h 35' 2''$

Sortie côté de Langon. . . . . $3^h 35' 20''$

Vitesse $\frac{18''}{210}$

Cette voie a perdu 20 wagons. Il en reste 3 seulement avec 8 locomotives. On ne peut compter le temps de leur passage.

Vitesse. . . 42 kil.

66
23 62 locomotives
89 longueur 27 3 wagons
89

déduction de la chaussée.

NUMÉROS des Consoles.	POUTRE AMONT. Abaissement vertical.	POUTRE AMONT. Relèvement vertical.	POUTRE AMONT. Translation horizontale.	POUTRE AVAL. Abaissement vertical.	POUTRE AVAL. Relèvement vertical.	POUTRE AVAL. Translation horizontale.	OBSERVATIONS.
5	0.030	0.00	0.00	0.032	0.00	0.007	
9	0.038	0.005	0.005	0.034	0.013	0.009	
12	»	»	»	0.019	0.010	0.007	L'observation manque à l'amont, console n° 12.
19	0.013	0.004	0.006	0.015	0.005	0.005	
22	0.035	0.007	0.018	0.030	0.005	0.013	
25	0.060	0.011	0.020	0.044	0.00	0.020	L'observation aval du n° 25 est beaucoup plus faible que celle amont.
40	0.027	0.014	0.005	0.031	0.010	0.010	Il est possible qu'à ce moment le convoi aval étant déjà en face de 25, le convoi amont soit arrivé et ait ainsi produit une oscillation plus forte en amont.

Septième expérience.

Dans la septième expérience, on a cherché à faire passer les convois simultanément; il y a eu un long intervalle entre eux. Le train de gauche de la voie aval avait perdu ses petits wagons; il ne restait que les onze grands. Il n'y a pas eu simultanéité. Les passages ont été successifs. La voie de droite en amont d'abord, toujours avec ses locomotives et trois wagons; le train aval ensuite, avec ses huit locomotives et onze wagons seulement. Le reste est demeuré en route. Les flèches observées se rapportent exclusivement au premier passage.

Observation de Langon.

Entrée. . . . . $4^h 18' 15''$
Sortie. 4 18 40

$\frac{25''}{210^m}$

Vitesse. . . 30 kil.

Train aval, entrée, à. . . . . $6^h 19' 30''$
— la queue, à 6 19 42

Locomotives. 66 Vitesse. . $12''$
11 wagons. . 83 Longueur
—— des trains. 149
149

$= 45^k$

Observation de Saint-Macaire.

Passage de la tête. . . . . 15'
— queue. 22

Vitesse $\frac{7''}{89^m}$

Observation imparfaite à cause de la courte longueur.

Passage de la tête. . . . . 7''
— queue. 17
— vitesse. 10

149^m

NUMÉROS des Consoles.	POUTRE AMONT.			POUTRE AVAL.		
	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.
5	0.030	0.00	0.00	0.010	0.003	0.001
9	0.030	0.010	0.012	0.012	0.006	0.004
12	0.016	0.007	0.004	0.012	0.006	0.003
19	0.009	0.009	0.003	0.012	0.007	0.004
22	0.030	0.010	0.012	0.013	0.004	0.010
25	0.037	0.009	0.020	0.020	0.004	0.015
40	0.030	0.010	0.013	0.012	0.009	0.011

Huitième expérience.

La huitième expérience a été une marche faite lentement au pas, en rebroussant pour placer les trains à leur place, c'est-à-dire préparer la marche en express. Ils se sont rendus l'un et l'autre à Saint-Macaire, où a eu lieu le départ de l'express.

Passage au pas ou lentement en rebroussant.

NUMÉROS des Consoles.	POUTRE AMONT.			POUTRE AVAL.		
	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.
5	0.007	0.00	0.00	0.017	0.004	0.005
9	0.036	0.004	0.003	0.023	0.007	0.007
12	0.004	0.030	0.001	0.012	0.008	0.00
19	0.010	0.008	0.002	0.011	0.005	0.00
22	0.034	0.009	0.017	0.025	0.008	0.004
25	0.041	0.006	0.012	0.032	0.003	0.012
40	0.026	0.006	0.006	0.024	0.00	0.010

Neuvième expérience.

Trains express de front de trois locomotives mixtes chacune, partant de Saint-Macaire.

Observation de Langon.
(Montres réglées.)

Entrée. . . . . 5h 19' 37''
Sortie. 5 19 50

$\frac{13''}{210}$

Observation de Saint-Macaire.

Entrée. . . . . 5h 19' 35''
Sortie. 0 0 50

Vitesse $\frac{15''}{210}$ soit 50 kil.

La vitesse de 50 kil. est plus exacte, parce que, du côté de Langon, le moment de l'entrée a été apprécié par le frémissement des tôles qui emploie un certain temps pour sa propagation.

NUMÉROS des Consoles.	POUTRE AMONT.			POUTRE AVAL.		
	Abaissement vertica.-	Relèvement vertical.	Translation horizontale.	Abaissement vertical.	Relèvement vertical.	Translation horizontale.
5	0.020	0.00	0.00	0.020	0.005	0.003
9	0.028	0.009	0.004	0.024	0.007	0.004
12	0.010	0.010	0.00	0.013	0.010	0.00
19	0.007	0.008	0.001	0.010	0.007	0.002
22	0.024	0.009	0.007	0.023	0.010	0.010
25	0.026	0.006	0.003	0.030	0.004	0.006
40.	0.022	0.008	0.00	0.024	0.009	0.003

ÉXPÉRIENCES DE POIDS MORT.

Le pont est formé essentiellement de trois travées reposant sur deux culées et deux piles.

	mètres.
La première travée (côté de Bordeaux) a entre les axes des appuis.	67.08
La deuxième travée intermédiaire.	77.40
La troisième travée (côté de Cette).	67.08

La superstructure métallique est formée de deux poutres en tôle, distances de $8^{m}.30$, composée d'une âme (tôle placée de champ), d'épaisseur variable, et de deux tables, l'une inférieure, l'autre supérieure, de $0^{m}.90$ de largeur et d'épaisseur variable. Ces poutres présentant la forme d'un double T, ont une hauteur totale de $5^{m}.50$. Elles sont fortifiées au moyen de consoles distantes de $4^{m}.80$ et rivées sur la paroi verticale de l'âme, ainsi que les parois horizontales des tables.

Elles sont reliées par les pièces de pont placées à $2^{m}.20$ au-dessous des tables supérieures.

L'écartement des tables inférieures est maintenu par une

ferme formée d'un entrait attaché immédiatement au-dessus de ces tables, et d'une jambe de force qui partant des extrémités de l'entrait, vont s'attacher au milieu des pièces de pont.

Dans son état normal et sous l'action de son propre poids, les travées présentent les flèches suivantes :

1re travée (côté de Bordeaux).	
2e travée (intermédiaire) . . .	o.33
3e travée (côté de Cette). . . .	

On a dû procéder, en premier lieu, aux épreuves de poids mort, 10 000 kilogrammes par mètre courant, pendant vingt-quatre heures.

Les cintres qui avaient servi à la construction du pont ayant été, en partie, enlevés par suite des besoins du service de la compagnie, on n'a pu disposer d'un plancher fixe et indépendant du pont que sur la travée (côté de Cette), en entier, sur la demi-travée intermédiaire en partant de la pile (côté de Cette), et sous le point milieu de la travée (côté de Bordeaux).

Les dispositions prises pour les observations ont été les suivantes :

A. On a établi, des deux côtés du pont, sur les planchers fixes et indépendants, des pièces longitudinales invariables et placées au-dessus des tables inférieures.

On a adapté à ces tables, en face de chaque console, des mâchoires en bois, sur la face latérale desquelles on a tracé un trait repéré dans l'état du pont sans charge, à o.15 au-dessus des pièces fixes dont il vient d'être parlé.

On a obtenu ainsi un moyen certain d'observation des flèches des poutres sur la moitié du pont (côté de Cette), et sur le point milieu de la travée (côté de Bordeaux). Sur d'autres points de cette travée, on a établi aussi des mâchoires dont on pouvait connaître le déplacement vertical

au moyen de nivelettes placées sur les piles et les culées de cette travée.

B. On a adapté aux tables supérieures des mâchoires correspondant à celles des tables inférieures, et telles que leurs faces extérieures fussent exactement à l'aplomb les unes des autres, ce qui pouvait permettre de vérifier tous les déversements des poutres sur ces points.

C. Un système analogue a été établi sur l'axe des piles, pour y examiner le déversement des poutres.

D. On a observé la différence de hauteur entre des repères établis sur les avant-becs des piles et des culées, et des points correspondants des tables inférieures, pour y examiner les mouvements de relèvement. On a trouvé pour la culée (côté de Bordeaux) $0^m.89$, pour la culée (côté de Cette) $0^m.65$, pour la pile (côté de Bordeaux) $0^m.36$, pour la pile (côté de Cette) $0^m.96$.

E. On a placé parallèlement aux jambes de force, sur chaque pile et au milieu de chaque travée, à une distance constante de 0.218 des âmes, des pièces de bois qui pouvaient permettre d'examiner le voilement de ces jambes de force.

F. On a observé la différence de hauteur entre le plancher fixe et le milieu des pièces du pont, ce qui pouvait permettre d'examiner la flexion de ces pièces.

G. On a tracé sur les tables supérieures et suivant l'axe des âmes des poutres, deux lignes dont on pouvait, au moyen de nivelettes, observer les courbures nouvelles à chaque point.

H. On a dressé une règle pouvant être placée sur les tables supérieures et servant à mesurer l'écartement ou le rapprochement des lignes qui y étaient tracées et dont il vient d'être parlé.

Dans la journée de lundi 12 novembre, on a procédé au chargement du pont pour les épreuves de poids mort.

On a plaé entre la console n °3 + $1^m.60$ et la culée (côté

de Cette), sur 90 mètres par mètre courant 1^{me}.98 de sable pesant, d'après le résultat des expériences, 1.830 kilogrammes le mètre cube, soit 3.623^{kil}.40.

Entre la console 23+1^{m}.60 et la culée (côté de Bordeaux), sur 120 mètres, on a placé par mètre courant, 1 mètre cube de sable, soit. . . . . 1.830^{kil}.

On a procédé alors à une première expérience pour constater les abaissements des poutres sous cette première charge.

Il était cinq heures du soir; la température était de 10 degrés centigrades. On a trouvé les résultats suivants :

1re *Observation* A.

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	CÔTÉ AVAL. Abaissements.	CÔTÉ AMONT. Abaissements.	OBSERVATIONS.
3^{e} travée (côté de Cette).	3	0.004	»	
	4	0.015	0.013	
	5	0.021	0.019	
	6	0.024	0.022	
	7	0.028	0.026	
	8	0.026	0.026	
	9	0.026	0.027	
	10	0.023	0.027	
	11	0.019	0.026	
	12	0.014	0.017	
	13	0.008	0.010	
	14	0.004	0 005	
	15	0.000	0.000	
	16	0.000	0.000	Relèvement du côté amont : au n° 19, de 0.002 au n° 20, de 0.001 Relèvement au n° 19 : côté aval, de 0.002
Axe de la 2^{e} pile.	17	0.000	0.000	
	19	»	»	
Milieu de la 2^{e} travée (intermédiaire).	20	0.000	»	
	21	0.000	0.000	
	22	0.002	0.002	
	23	0.003	0.002	
	24	0.005	0.003	
	25	0.002	0.004	
	26	0.002	0.002	
	27	0.001	0.002	
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux).	40	0.001	0.002	

Le mardi 13 novembre, à sept heures et demie du matin on a commencé à charger le pont. Pour cela, on avait préparé des wagons de $7^{m}.50$ de longueur entre les tampons, et pesant, d'après le cube de leur chargement en sable et gravier, 23 930 kilogrammes, soit 3191 kilogrammes par mètre courant. Deux de ces wagons, placés de front sur les deux voies, devaient donc produire 6382 kilogrammes par mètre courant; et en les établissant sur la partie du pont déjà chargée de $1^{mc}.98$ de sable ou de 3623.40 par mètre courant, produire 10005.40, soit 10000 kilogrammes par mètre courant.

Quant à l'autre partie du pont chargée déjà de 1 mètre cube de sable ou 1 830 kilogrammes par mètre courant, il suffisait d'établir des locomotives-tenders placées de front et pesant 36 300 kilogrammes sur 9 mètres chacun, soit pour deux 72 600 et 8066 par mètre courant, ce qui ajouté à 1 830 donne 9 896 kilogrammes. Les 104 kilogrammes manquant pour arriver à 10000 kilogrammes, étaient fournis par le surplus de poids provenant de deux locomotives Engerth pesant 56 000 kilogrammes sur 11 mètres, et remplaçant des locomotives-tenders.

Le chargement de poids mort étant ainsi préparé, pour ne point ébranler inutilement le pont, on a commencé par amener entre les consoles 8 et 13 + $2^{m}.40$ (3^{e} travée côté de Cette), 4 wagons et entre les consoles 18 + $3^{m}.20$ et 30 (2^{e} travée intermédiaire), 8 wagons.

A ce moment, 7 heures et demie du matin, on a fait une 2^{e} observation des flèches, à la température de $7°$ 1/2 centigrades.

On a obtenu les résultats suivants

2e *Observation* A.

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	ABAISSEMENTS amont.	ABAISSEMENTS aval.	OBSERVATIONS.
3e travée (côté de Cette).	3	»	0.008	L'arrivée des machines a empêché de faire l'observation amont.
	4	0.015	0.018	
	5	0.021	0.025	
	6	0.024	0.029	
	7	0.027	0.033	
	8	0.027	0.034	
	9	0.027	»	
	10	0.027	»	
	11	0.025	0.022	
	12	0.016	»	
	13	0.009	»	
	14	»	0 004	
Milieu de la 2e travée (intermédiaire).	19	»	0.010	
	22	»	0.035	
	25	»	0.041	
	27	»	0.043	
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux).	40	»	»	Il y eu relèvement de 0.014 sur la console 40.

A ce moment, on a amené les locomotives et le wagon complétant, ainsi que cela a été dit, le poids mort de 10000 kilogrammes par mètre courant. On a fait ensuite une troisième observation portant sur divers points, et qui a donné les résultats suivants :

3e *Observation* (Flèches A).

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	ABAISSEMENTS amont.	ABAISSEMENTS aval.	OBSERVATIONS.
3e travée (côté de Cette).	3	»	0.012	
	4	0.026	0 027	
	5	0.036	0.037	
	6	0.043	0.043	
	7	0.048	0.048	
	8	0.049	0.047	
	9	0.049	0.046	
	10	0.041	0 041	
	11	0.033	0.033	
	12	0.026	0.024	
	13	0.015	0.013	
	14	0.008	0.007	
	15	»	»	
Axe de la 2e pile.	16	»	»	
	17	»	»	
	18	»	»	
	19	0.008	0.009	Les observations des flèches, au moyen de nivelettes sur la travée côté de Bordeaux, n'ont pas réussi. Ce moyen était trop imparfait.
	20	0.015	0.016	
	21	0.021	0.023	
	22	0.027	0.029	
Milieu de la 2e travée (intermédiaire).	23	0.031	0.032	
	24	0.034	0.035	
	24 *bis*.	»	0.034	
	25	0.035	0.033	
	26	0.031	0.030	
	27	0.030	0.030	
Milieu de la 1re travée t de Bordeaux).	40	0.030	0.020	

Déversements B.

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	DÉVERSEMENTS de la poutre amont.	DÉVERSEMENTS de la poutre aval.	OBSERVATIONS.
3e travée (côté de Cette).	4	0.002	»	Le chiffre de millimètres indique que le fil à plomb, partant du haut de la poutre, est rentré vers l'axe du pont, ou que les poutres se sont rapprochées vers l'intérieur par le haut. Le vent a empêché de faire des observations convenables du côté aval. On n'a pu constater des différences qu'à la console n° 12.
	5	0.002	»	
	6	0.003	»	
	7	0.001	»	
	8	0.002	»	
	9	0.002	»	
	10	0 002	»	
	11	0.002	»	
	12	0.002	0.002	
	13	0.002	»	
	14	0.001	»	
	15	»	»	
Axe de la 2e pile.	16	0.000	»	
	17	»	»	
	18	»	»	
	19	0.001	»	
	20	0.002	»	
	21	0.003	»	
	22	0.003	»	
Milieu de la 2e travée (intermédiaire).	23	0.002	»	
	24	0.003	»	
	25	0.003	»	
	26	0.003	»	
	27	0.002	»	
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux).	40	0.004	»	

C. On n'a trouvé aucun déversement du côté aval ni du côté amont.

D. Les différences de hauteur sur les culées et les piles entre les repères et les points déterminés sur les tables intérieures, n'ont pas varié.

E. Les voilements ont été { sur la console 8.....0.0015
— — { sur la console 18.....0.001
— — { sur la console 27.....0.000

F. On a trouvé une différence de $0^{m}.001$ négligeable.

G. Cette observation a été tentée et a donné des résultats absurdes; les nivelettes sont des moyens trop imparfaits pour vérifier des flèches de millimètres.

H. On a mesuré avec la règle les distances entre les lignes d'axe tracées sur les tables ; on a trouvé les rapprochements suivants :

Console n° 4 + 4^{m}	0.023	Console n° 16.	0.015
— 8 + 3^{m}.20.	0.015	— 25.	0.006
— 11 + 1^{m}.60.	0.015	— 35 + 3^{m}.20.	0.006
— 12 + 2^{m}.40.	0.014	— 44 + 3^{m}.20.	0.015

Sur l'observation qui a été faite que ces chiffres étaient en contradiction avec ceux de déversements, on a répondu que la règle avait servi à vérifier, pendant la construction, les distances entre les âmes, et qu'il pouvait se faire qu'il y eût des différences provenant d'erreurs de construction inévitables. Cette observation est néanmoins importante et doit servir pour les opérations suivantes.

Le même jour, mardi 13 novembre à 2 heures un quart, avec une température de 7 degrés, on a fait une nouvelle observation des flèches de poutre, seulement en quelques points principaux.

Elle est consignée dans le tableau suivant :

4^{e} *Observation* A.

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	ABAISSEMENTS amont.	ABAISSEMENTS aval.	OBSERVATIONS.
3^{e} travée (côté de Cette).	4	»	0.027	Le temps n'a pas permis de vérifier toutes les flèches.
	5	0.036	»	
	6	»	0.044	
	7	0.048	0.049	
	8	»	0.049	
	9	0.049	0.048	
	11	0.033	0.035	
	13	0.015	»	
2^{e} travée (intermédiaire).	20	0.015	0.016	
	22	0.027	»	
	24	0.034	0.036	
	27	»	0.030	
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux).	40	0.030	0.022	

A trois heures dix minutes, par une température de 7 degrés, on a procédé à de nouvelles observations dont les résultats sont consignés ci-dessous :

5e *Observation* A.

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	ABAISSEMENTS amont.	ABAISSEMENTS aval.	OBSERVATIONS.
3e travée (côté de Cette).	3	»	0.011	
	4	0.026	0.027	
	5	0.036	0.038	
	6	0.043	0.044	
	7	0.048	0.050	
	8	0.049	0.050	
	9	0.049	0.041	
	10	0.041	0.042	
	11	0.033	0.034	
	12	0.026	0.025	
	13	0.015	0.014	
	14	0.008	0.007	
	15	»	»	
	16	»	»	
Axe de la 2e pile.	17	»	»	Pile côté de Cette.
	18	»	»	
	19	0.008	0.008	
	20	0.015	0.016	
	21	0.022	0.023	
Milieu de la 2e travée (intermédiaire).	22	0.027	0.029	
	23	»	0.032	
	24	0.034	0.035	
	25	»	0.033	
	26	0.031	0.031	
	27	0.030	0.029	
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux).	40	0.029	0.023	

B, C, D, E, F, (G supprimé comme expérience). . . . . } pas de chargement
H . . . . . }

Le mercredi 14 novembre, par une température de 5 degrés centigrades, à sept heures trois quarts du matin, on a fait une sixième observation dont les résultats sont indiqués ci-dessous :

6e *Observation* A.

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	ABAISSEMENTS amont.	ABAISSEMENTS aval.	OBSERVATIONS.
3e travée (côté de Cette).	3	»	0.014	
	4	0.028	0.028	
	5	0.037	0.040	
	6	0.046	0.04	
	7	0.049	0.052	
	8	0.050	0.051	
	9	0.049	0.050	
	10	0.042	0.043	
	11	0.034	0.036	
	12	0.027	0.026	
	13	0.016	0.014	
	14	0.008	0.008	
	15	»	»	
	16	»	»	
Axe de la 2e pile.	17	»	»	Pile côté de Cette.
	18	»	»	
	19	0.008	0.008	
	20	0.015	0.015	
	21	0.022	0.022	
		0.027	0.028	
Milieu de la 2e travée (intermédiaire).	22			
	23	0.031	0.030	
	24	0.034	0.034	
	25	0.035	0.032	
	26	0.031	0.030	
	27	0.030	0.029	
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux).	40	0.030	0.024	

6e *Observation* B.

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	DÉVERSEMENTS amont.	DÉVERSEMENTS aval.	OBSERVATIONS.
3e travée (côté de Cette).	3	»	0.000	Le vent étant diminué, on a pu observer mieux les déversements aval. Ceux amont ont été seulement vérifiés en quelques points.
	4	»	0.002	
	5	»	0.002	
	6	»	0.002	
	7	0.002	0.002	
	8	»	0.002	
	9	0.002	0 002	
	10	»	0.001	
	11	0.003	0.000	
	12	0.002	0.002	
	13	»	0.000	
	14	»	0'002	
	15	»	»	
Axe de la 2e pile.	16	»	0.000	On avait déplacé en aval les repères 19 et 27.
	17	»	»	
	18	»	»	
	19	»	»	
	20	0.002	0.000	
	21	»	0.000	
	22	»	0.000	
Milieu de la 2e travée intermédiaire.	23	0.003	0.001	
	24	»	0.000	
	25	»	0.000	
	26	»	0.000	
	27	»	»	
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux).	40	0.003	0 001	

C, D, E, F, G, H n'ont pas varié.

Le même jour, à dix heures un quart du matin, avec une température de 5°,5, on a enlevé les wagons chargeant la troisième travée (côté de Cette), en conservant la couche de sable répandue et on a fait une septième observation des flèches.

7e *Observation* A.

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	ABAISSEMENTS amont.	ABAISSEMENTS aval.	OBSERVATIONS.
3e travée (côté de Cette).	3	»	0.006	
	4	0.011	0.013	
	5	0.013	0.015	
	6	0.015	0.016	
	7	0.016	0.019	
	8	0.015	0.016	
	8	0.012	0.015	
	10	0.010	0.012	
	11	0.008	0.009	
	12	0.006	0.005	
	13	0.002	0.002	
	14	0.002	0.001	
	15	»	»	
Axe de la 2e pile.	16	»	»	
Milieu de la 2e travée (intermédiaire).	17	»	»	
	18	»	»	
	19	0.015	0.015	
	20	0.025	»	
	21	0.032	0.033	
	22	0.039	»	
	23	0.043	0.043	
	24	0.044	0.043	
	25	0.044	»	
	26	0.039	0.039	
	27	0.037	»	
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux)	40	0.027	0.020	

Le même jour, à dix heures trois quarts, par une température de 5°.5, on a enlevé, en outre, les locomotives couvrant la première travée (côté de Bordeaux), en laissant ainsi le pont chargé seulement par la couche de sable répandue sur le pont, et la deuxième travée intermédiaire seule chargée. On a fait une huitième observation des flèches qui a donné les résultats suivants :

8e *Observation* A.

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	ABAISSEMENTS amont.	ABAISSEMENTS aval.	OBSERVATIONS.
2e travée (côté de Cette).	3	»	0.006	
	4	0.010	0.009	
	5	0.012	0.013	
	6	0.014	0.013	
	7	0.015	0.015	
	8	0.013	0.013	
	9	0.010	0.011	
	10	0.007	0.008	
	11	0.005	0.005	
	12	0.003	0.003	
	13	0.000	0.000	
	14	0.000	0.001	
	15	»	»	
Axe de la 2e pile.	16	»	»	
Milieu de la 2e travée (intermédiaire).	17	»	»	
	18	»	»	
	19	0.018	0.019	
	20	0.030	0.031	
	21	0.040	0.040	
	22	0.050	0.050	
	23	0.055	0.054	
	24	0.056	0.058	
	25	0.056	0.054	
	26	0.051	0.052	
	27	0.050	0.053	
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux).	40	»	»	A la console 40 il y a eu relèvement de 0.007 en aval. A la console 40 il y a eu relèvement de 0.010 en amont.

Le même jour, à onze heures dix minutes avec une température de 5°.5, on a enlevé le chargement roulant de la deuxième travée intermédiaire et on l'a placée sur la sixième travée (côté de Langon), de sorte que le pont, outre ce changement, a eu celui de la couche de sable répandue sur le pont. On a fait une neuvième observation.

9e *Observation* A.

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	ABAISSEMENTS amont.	ABAISSEMENTS aval.	OBSERVATIONS.
3e travée (côté de Cette.)	3	»	0.007	
	4	0.015	0.014	
	5	0.018	0.020	
	6	0.023	0.025	
	7	0.026	0.026	
	8	0.026	0.026	
	9	0.026	0.025	
	10	0.022	0.023	
	11	0.029	0.019	
	12	0.016	0.015	
	13	0.010	0.009	
	14	0.006	0.007	
	15	»	»	
Axe de la pile.	16	»	»	
Milieu de la 2e travée (intermédiaire).	17	»	»	
	18	»	»	
	19	0.001	0.000	
	20	0.001	0.002	
	21	0.003	0.002	
	22	0.003	0.002	
	23	0.003	0.001	
	24	0.001	0.002	
	25	0.000	»	
	26	»	»	
	27	0.000	»	Il y a eu relèvement de la poutre aval à la console 25, de 0.002, id. de 26, 0.004
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux).	40	0.038	0.032	Il y a eu relèvement de la poutre à la console 26, côté aval de 0.002.

Le même jour, à une heure vingt minutes, avec une température de 6 degrés, on a fait une observation des flèches en conservant seulement le poids de la couche de sable répandue sur le pont; on a trouvé les résultats suivants :

10e *Observation* A.

NUMÉROS des travées.	NUMÉROS des consoles.	ABAISSEMENTS amont.	ABAISSEMENTS aval.	OBSERVATIONS.
3e travée (côté de Cette).	3	»	0.007	
	4	0.014	0.014	
	5	0.018	0.020	
	6	0.021	0.022	
	7	0.024	0.027	
	8	0.024	0.025	
	9	0.024	0.025	
	10	0.020	0.022	
	11	0.019	0.019	
	12	0,014	0.014	
	13	0.009	0.008	
	14	0.006	0.005	
	15	»	»	
Axe de la 2e pile.	16	»	»	
Milieu de la 2e travée (intermédiaire).	17	»	»	
	18	»	»	
	19	»	0.001	
	20	0.005	0.005	
	21	0.007	0.007	
	22	0.009	0.009	
	23	0.009	0.008	
	24	0.009	0.011	
	25	0.009	0.007	
	26	0.008	0.007	
	27	0.010	0.008	
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux).	40	0.005	»	Il y a eu relèvement de 0.001 au n° 40. poutre aval.

Le jeudi 15 novembre, à huit heures et demie du matin, par une température de 6 degrés, on avait enlevé le sable chargeant le pont, seulement pour pouvoir laisser circuler les locomotives sans danger pour le tablier en bois. On avait laissé le sable dans l'entre-voie à la hauteur des longrines supportant les rails de $0^{m}.15$ de hauteur environ. On a fait une onzième observation.

11e *Observation* A.

NUMÉROS des travées.	NUMEROS des consoles.	ABAISSEMENTS amont.	ABAISSEMENTS aval.	OBSERVATIONS.
3e travée (côté de Cette).	3	»	0.005	Les observations de la 1re travée pourraient inspirer de l'inquiétude si on ne savait (dire de M. Mailhé) que les agents de la compagnie avaient déplacé les repères de cette travée, pendant la nuit, pour placer des appareils télégraphiques. On ne peut donc plus compter sur eux d'une manière certaine. La 10e expérience, comparée avec la 2e, est très-concluante
	4	»	0.009	
	5	0.009	0.019	
	6	0.011	0.020	
	7	0.011	0.011	
	8	0.011	0.012	
	9	0.011	0.013	
	10	0.010	0.011	
	11	0.009	0.010	
	12	0.009	0.007	
	13	0.006	0.004	
	14	0.004	0.003	
	15	»	»	
Axe de la 2e pile.	16	»	»	
Milieu de la 2e travée (intermédiaire).	17	»	»	
	18	»	»	
	19	0.001	0.001	
	20	0.002	0.004	
	21	0.004	0.004	
	22	0.004	0.005	
	23	0.006	0.005	
	24	0.006	0.006	
	25	0.006	0.003	
	26	0.005	0.003	
	27	0.001	0.004	
Milieu de la 1re travée (côté de Bordeaux).	40	0.001	»	Il y a eu relèvement de la console n° 40, poutre aval, de 0.007.

B. Les déversements n'ont pu être observés à cause du vent, d'une manière sûre, que du côté amont ; ils ont été reconnus nuls, ce qui prouve que les poutres sont revenues à leur position première.

C, D, E, F, sont revenus ce qu'ils étaient avant les épreuves.

G n'a pas été fait depuis la troisième expérience.

H. L'application de la règle dont on s'était servi à l'expérience n° 3, a donné les résultats suivants :

A la console $4+4^{m}$.	0.004	A la console $21+1^{m}$ 60. Repère enlevé.	
— $8+3^{m}.20$.	0.013	— 25.	0.004
— $12+2^{m}.40$.	0.009	— $35+3^{m}.20$.	0.006
— 16.	0.009	— $44+3^{m}.20$.	0.012

En comparant ces résultats à ceux de l'expérience n° 5, on voit que les âmes des poutres se sont éloignées dans la partie supérieure, après l'enlèvement du poids mort, ce qui est déjà démontré par les expériences directes sur les déversements des poutres.

L'application des prix a été faite avec les prix courants actuels.

Soit 2 269 francs, 14 par mètre courant.

MÉTRÉ DÉFINITIF.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS partiels et par mètre courant.	totaux.
Poutres.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	kilog.	kilog.
Ame verticale	24	5.50	0.86	0.012	10625.47	
Idem	26	5.50	0.86	0.010	9592.44	
Idem	30	5.50	0.86	0.009	9961.38	
Idem	30	5.50	0.86	0.008	8854.56	74221.29
Idem	136	5.50	0.86	0.007	35123.09	
Excédant de largeur pour les deux fractions extrêmes	2	5.50	0.075	0.010	64.35	
Plate-bande verticale de renfort	4	211.71	0.22	0.020	»	29063.55
Plates-bandes horizontales	long. dév.	996.00	0.900	0.012	»	83903.04
Plate-bande de renfort	4	211.71	0 900	0.012	»	4101.14
Cornières des plates-bandes	12	211.71	$\frac{100\times100}{12}$	»	18.10	45983.41
Ame verticale formant console	96	5.50	0.32	0 007	»	9225.22
Couvre-joints verticaux des âmes verticales	164	5.50	0.300	0.007	»	14774.76
Cornières verticales des consoles	384	5.50	$\frac{70\times70}{9}$	»	9.40	19852.80
Id. vis-à-vis les pièces de pont.	82	5.50	$\frac{70\times70}{9}$	»	9.40	4239.40
Fers à T formant nervures	357	5.50	$\frac{150}{100}$	»	23.00	45160.50
Goussets des plates-bandes horizontales	531	surface.	0.10	0.007	»	4346.16
Cornières d'attache de ces goussets	1592	0.22	$\frac{70\times70}{9}$	»	9.40	3290.00
Goussets des pièces de pont	82	surface.	0 20	0.007	»	895.44
Idem	24	surface.	0.20	0.007	»	262.08
Couvre-joints des plates-bandes	40	0.90	0.60	0.012	»	2021.76
Rivets de 0.025	99500	»	»	»	120 r.	11940.00
Rivets de 0.022	54200	»	»	»	88	4.769.60
Rivets de 0.018	28500	»	»	»	58	1.653.00
Total pour une poutre						359703.15
et pour deux poutres semblables						719406.30
Pièces de pont.						
Ame verticale	41	7.66	0.60	0.007	»	10288 60
Idem	42	8.30	0.60	0.007	»	11420.14
Cornières de ces pièces	»	2650.00	$\frac{70\times70}{9}$	»	9.40	24910.00
Ame des contre-fiches soutenant les pièces de pont	166	5.00	0.20	0.007	»	9063.60
Cornières de ces contre-fiches	3320	»	$\frac{70\times70}{9}$	»	9.40	31208.00
Tirants reliant ces contre-fiche	83	8.30	0.22	0.007	»	8275.00
Cornières de ces tirants	1370	»	$\frac{70\times70}{9}$	»	9.40	12878.00
Goussets d'assemblage	166	surface	0.64	0.007	»	5800.70

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS partiels et par mètre courant.	totaux.
	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	kilog.	kilog.
Ame des croix de Saint-André.	12	17.00	0.40	0.007	»	4 455.36
Cornières Id.	408	»	$\frac{100\times000}{12}$	»	18.10	7 384.80
	408	»	$\frac{70+70}{9}$	»	9.40	3 835.60
Couvre-joints des âmes.	48	0.40	0.20	0.007	»	209 66
Tirants-âme.	6	8.30	0.40	0.007	»	1 087.63
Cornières des tirants.	199	»	$\frac{70\times70}{9}$	»	9.40	1 870.60
Goussets d'assemblages	12	surface.	0.84	0.007	»	597.16
Rivets. . . . . de 0.022	4000	»	»	»	88gr.	352.00
Rivets. . . . . de 0.018	116000	»	»	»	58	6 728.00
Total des pièces de pont.						140 364.85
Longerons.						
Ame verticale.	4	211.00	0.350	0.007	»	16 128.84
Cornières des longerons.	»	3376.00	$\frac{70\times70}{9}$	»	9.40	31 734.00
Cornières d'attache.	»	462.00	$\frac{70\times70}{9}$	»	9.40	4.342.80
Couvre-joints sur les pièces de pont.	332	0.43	0.147	0.007	»	1.146.12
Rivets de 0.018.	41000	0.43	»	»	58 gr.	2 378.00
Total des longerons.						55729.76
Contreventement.						
Fers plats.	»	546.00	0.160	0.012	»	8 176.90
Goussets d'attache aux extrémités. . .	42	surface.	0.61	0.007	»	1 394.17
Id. du centre.	21	surface.	0.75	0.007	»	859.95
Rivets.	3440	»	»	»	58 gr.	199.52
Total du contreventement.						10630.54

RÉCAPITULATION.

Poutres longitudinales.		719 406.30
Pièces de pont, contre-fiches, croix de Saint-André		140 364.85
Longerons.		55 729.76
Contreventements.		10 630.54
Total des fers.		926 131.45
Fers à T pour support du plancher $\frac{150}{100}$.		9 738.66
Fonte pour sabots supportant le plancher.	996	10496.00
et pour glissières et plaques de support.	9500	
Plomb pour calage.		500,00
Bois de chêne pour plancher.		496.00

COMPTE DÉFINITIF. — (*Partie métallique.*)

DÉSIGNATION des pièces.	NUMÉRO de la série.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	Totaux.
		kilog.	francs.	francs.
Poutres longitudinales, pièces de pont, longerons, contreventement, rivets et fers pour glissières.	1	926.131	0.45	416 758.95
Fers à T pour supporter le plancher.	2	9738.66	0.30	2921.60
Fonte pour sabots, coins et glissières des piles et des culées.	3	1 496.00	0.70	7 347.20
Plomb pour calage.	4	500.00	0.60	300.00
Bois de chêne pour plancher.	5	496^{m3}.00	107	53 072.00
Total de la partie métallique.				480 399.75

GRAND PONT MÉTALLIQUE SUR LA GARONNE A BORDEAUX.

CHAPITRE PREMIER.

DESCRIPTION GÉNÉRALE DU PONT.

Destination. — Le pont métallique de Bordeaux est destiné à livrer passage sur la Garonne à la ligne de fer qui raccorde le réseau des chemins de fer d'Orléans à celui des chemins de fer du Midi.

Largeur à franchir. — La largeur du fleuve, au point adopté pour la traversée, a été fixée à 460 mètres entre les arêtes des rives prises à 6 mètres au-dessus de l'étiage. Cette largeur résultait d'un projet général de rectification des berges de la Garonne, en amont de Bordeaux.

Le pont devait donc franchir cet espace de 460 mètres. Il

convenait, en outre, de conserver sous cet ouvrage un passage de 15 mètres pour le service du fleuve, et sur la rive droite toute la largeur de la route départementale formant le quai dit de la Souys.

Cette disposition facilite, sur toute l'étendue des berges, l'accès du fleuve au service du halage et de la navigation ; elle éloigne du vide du lit les culées, et met ainsi à l'abri des inconvénients qui résultent souvent de dispositions différentes, lorsque la berge est élevée, et se trouve, comme dans l'espèce, composée de terrains d'alluvion peu solides et d'une grande épaisseur.

L'ensemble de ces dispositions a porté à 500 mètres la largeur totale à franchir.

Choix du système. — La nécessité d'obtenir une hauteur déterminée sous l'ouvrage en diminuant, autant que possible, la différence du niveau à franchir, et celle de réduire le nombre des points d'appui, ont conduit naturellement à proposer l'adoption d'un pont métallique à poutres droites (Pl. XI, *fig.* 1 et 2).

En considération de la dimension des ponts construits à l'amont et de la dépense qu'eussent entraînée des travées plus grandes, le nombre des travées fut fixé à sept, dont cinq égales au milieu et deux plus petites, déterminées de manière que le travail du fer dans les deux travées extrêmes fût le même que dans les grandes, sans qu'il fût besoin d'augmenter les dimensions des poutres. La division proposée et adoptée consistait en cinq travées de $77^{m}.056$, et deux travées de rive de $62^{m}.864$, en appelant travée la longueur de la poutre droite mesurée entre les extrémités et les axes des points d'appui intermédiaires, et les distances entre les axes de ces points d'appui, comprenant par conséquent les longueurs des portées (*fig.* 1, 2, Pl. XI).

Cette division est analogue à celle adoptée pour le pont de Langon, construit par notre compagnie sur la même rivière. Seulement, nous avions réduit sensiblement la tra-

vée de rive, par suite des résultats fournis par les épreuves du pont de Langon. Dans ces expériences, les diverses flexions avaient beaucoup plus de régularité dans la grande travée que dans les petites. Ce résultat ne peut être attribué qu'à cette circonstance que le fer travaillait dans de meilleures conditions dans la grande travée, et la différence que les calculs n'avaient pu saisir peut être en partie attribuée à ce que les extrémités qui reposent sur les culées subissent plus facilement un léger déversement ; aussi, dans la détermination de nos ouvertures, après avoir déterminé les dimensions de manière à réaliser la condition que l'on avait prise à Langon, nous avons réduit la longueur de manière à approcher de la réalisation de cette autre condition, savoir : que le moment de rupture sur les piles voisines des culées ne fût pas plus grand que celui d'une autre pile quelconque.

La construction d'un pont à voie inférieure présentait ensuite cette question à résoudre : la charpente métallique sera-t-elle composée de deux, trois ou quatre poutres ?

L'étude a démontré que le pont à quatre poutres devait présenter sur les autres un excédant de dépenses de plus de 300 000 francs ; il n'offrait d'ailleurs d'autres avantages sérieux que la facilité de remplacer par moitié la poutre double intermédiaire, tout en continnant à passer sur l'autre moitié de cette poutre et sur la poutre de tête, et le tout sans échafaudage. Or cet échafaudage, qui ne sera probablement jamais nécessaire, ne coûterait pas 300 000 fr.

La comparaison entre le pont à trois poutres et celui à deux poutres a conduit à une compensation presque complète entre les deux dépenses. On a donc dû se déterminer, par des raisons de convenance, et nous avons choisi le pont à deux poutres, surtout pour les trois motifs suivants :

1° Au milieu d'une grande ville comme Bordeaux, l'aspect d'un pont à deux poutres est plus satisfaisant ;

2° L'exécution est plus prompte, car il n'y a que deux poutres à lever au lieu de trois, et douze tubes à enfoncer au lieu de dix-huit;

3° Avec un pont à deux poutres on peut faire des changements de voie souvent nécessaires aux abords des grandes gares.

Hauteur des poutres. — Ces divers points généraux étant arrêtés, il restait à fixer la hauteur des poutres. Cette hauteur dépend de celle de la pièce de pont supérieure et inférieure, puisqu'il suffisait d'ajouter à cette dernière la hauteur nécessaire pour le passage des locomotives, pour avoir la hauteur minimum que l'on puisse adopter. Or, dans un pont à deux poutres, la pièce de pont doit, par sa roideur, maintenir la forme du coffre, formé par la pièce de pont proprement dite, les deux poutres et le contreventement ou pièce de pont supérieure. D'un autre côté, la flexion de cette pièce sous la charge tend à déverser la poutre ou à en tordre la partie inférieure. Il faut donc que cette pièce présente une grande rigidité ; de plus, elle doit être attachée sur la plus grande longueur possible aux poutres principales. Une hauteur suffisante est donc indispensable; la rigidité qu'on obtiendrait en chargeant de fer cette pièce de pont, n'atteindrait qu'imparfaitement le résultat désiré et aurait l'inconvénient de coûter fort cher.

Dans ces circonstances, nous avons pensé que $0^{m}.90$ était la hauteur minimum qu'il conviendrait d'adopter. En ajoutant à cette hauteur celle de $0^{m}.16$, nécessaire pour le rail et sa longrine, et faisant descendre la pièce de pont au niveau du dessous des tables horizontales, on aura du dessous des tables au dessus des rails, une épaisseur totale de $1^{m}.06$.

Coupe en travers. — Dès lors le cadre de la coupe en travers sera le suivant dans le sens de la hauteur (Pl. XI, *fig.* 3).

	mètres.
Du dessous des tables horizontales au-dessus du rail.	1.06
Hauteur nécessaire au passage des locomotives (article 12 du cahier des charges).	4.80
Épaisseur du contreventement.	0.44
Cornières d'attache de la table supérieure.	0.10
Épaisseur des tables supérieures.	0.05
Total.	6.45

L'épaisseur de la poutre entre les faces intérieures des tables horizontales s'obtiendra en retranchant les deux épaisseurs des tables C à D.	0.10
Reste.	6.35

C'est ce qu'on a l'habitude d'appeler la hauteur de la poutre.

En largeur, nous avons donné entre les faces des croisillons $7^{m}.60$, largeur suffisante pour le passage d'une voiture avec les portières ouvertes, et de plus une largeur de $0^{m}.56$ entre les croisillons pour le garage des hommes.

Les dimensions principales étant ainsi déterminées, il s'agissait de savoir si l'on emploierait des poutres pleines à treillis ou à croisillons.

Comparaison des poutres pleines, à treillis et à croisillons. — Nous avons adopté la poutre à croisillons ; quelques mots suffiront pour justifier ce choix.

Les poutres à treillis ont pour elles l'économie du fer ; l'âme se fait tout entière avec des fers de 25 à 30 francs, au lieu de tôles de 30 à 40 francs. La dépense de rivure est aussi plus faible, puisqu'on ne met qu'un rivet pour 10 kilogrammes, tandis que nos ponts en tôle à poutres pleines comprennent un rivet pour 3 kilogrammes.

Dans des ponts d'importance moyenne, le treillis présente donc des avantages réels.

Mais la faiblesse de la rivure, l'insuffisance de l'attache aux tables qui sont, à notre avis, des défauts bien constatés dans les grands ponts à treillis, n'offrent pas, à l'usage, la

rigidité nécessaire pour une grande poutre ; enfin la poutre à treillis n'offre qu'une lame verticale d'une épaisseur insuffisante et difficile à armer.

Les poutres pleines ont l'avantage de donner un remplissage qui n'est pas susceptible de se déformer, et, par conséquent, d'offrir une rigidité plus grande. C'est, du reste, ce que l'expérience a démontré. Mais cette expérience ne prouve pas que le fer y travaille plus également que dans une poutre évidée, et, par conséquent, que la solidité et la durée soient plus grandes. D'ailleurs, l'attache de l'âme de la poutre pleine avec les tables horizontales, bien supérieure pourtant à celle des poutres en treillis, n'est que moitié de celle de la poutre que nous avons adoptée, et la rigidité transversale est également très-inférieure. Enfin les poutres pleines ont soulevé, au point de vue de l'aspect monumental, des critiques qui seules eussent suffi pour nous empêcher d'en proposer l'adoption dans une ville comme Bordeaux.

Choix de la poutre à croisillons. — La poutre à croisillons, telle qu'elle est exécutée (*fig.* 4. Pl. XI). équivaut à un coffre de 56 centimètres de largeur. Elle présente une résistance considérable dans les deux sens. Elle est formée de croix de Saint-André en pièces double T de 17 000 à 24 000 millimètres carrés de section, que nous avons encadrées par des montants verticaux de 14 800 millimètres carrés, destinés à recevoir les pièces de pont et à former, avec ces pièces et le contreventement supérieur, des cadres d'une rigidité complète.

L'ensemble des croisillons et des montants verticaux est réuni haut et bas par des moises doubles formées de tôles de 850 millimètres de largeur et 12 millmètres d'épaisseur, attachées elles-mêmes par des doubles cornières sur les tôles horizontales inférieures et supérieures (Pl. XI, *fig* 3).

Pièces de pont. — Les pièces de pont sont attachées sur les moises par des cornières sur toute la hauteur qui se

trouve au-dessus des cornières d'attache, c'est-à-dire sur une hauteur de 65 centimètres, et reliées à des goussets qui font partie des montants verticaux, au moyen de doubles couvre-joints.

Elles sont composées d'une âme de $0^{m}.01$ d'épaisseur, armée de quatre cornières de 100 millimètres, et sur le milieu de leur partie inférieure, d'un fer plat de 350 millimètres sur 12 millimètres, qui règne sur une longueur de 3 mètres. L'âme elle-même est doublée sur cette longueur (Pl. XII).

Longerons. — Ces pièces de pont sont reliées entre elles par des longerons qui affleurent la partie supérieure des pièces de pont, et reçoivent, au-dessus des tables de ces pièces, un couvre-joint en fer de $\frac{200}{15}$.

Contreventement. — L'ensemble de cette charpente reçoit un contreventement simple en fer plat de $\frac{160}{10}$; le contreventement supérieur est formé de pièces double T composées d'une âme de $\frac{430}{7}$ millimètres et armées de quatre cornières de 70 millimètres. Ces pièces correspondent aux pièces de pont et forment, au moyen des goussets, avec les montants de la poutre et les pièces de pont, une série de cadres rigides, destinés à maintenir le rectangle du pont. Ces pièces sont réunies en leurs milieux par des fers plats, et leurs milieux reliés de deux en deux avec les poutres principales par un croisement de diagonales (Pl. XIII).

Enfin, les pièces de contreventement et les pièces de pont sont doublées dans la partie pleine des poutres, au-dessus de chaque point d'appui.

Piles tubulaires. — La charpente métallique que nous venons de décrire sommairement repose, au moyen de glissières, sur deux culées en maçonnerie, et, outre les culées, sur six piles, dont deux sans glissières et quatre avec glissières.

Chaque pile est composée de deux tubes en fonte à l'aplomb de chaque poutre, remplis en béton de chaux hydraulique, et pénétrant de 2 mètres au moins dans la

couche de gros gravier qui forme le fond de la vallée et se trouve à une profondeur variant entre 10 et 15 mètres au-dessous des basses mers, et entre 15 et 20 mètres au-dessous des hautes mers.

Le fond de la rivière (*fig.* 1, Pl. XI) consiste en sable fin et vaseux, reposant sur des couches alternées d'argile, de petit gravier et sable fin très-affouillable, puis un gravier très-solide et très-pur placé à 15 mètres environ au-dessous du niveau moyen de la rivière, reposant sur un tuf argilo-sableux qui appartient au terrain tertiaire et qui forme le fond de la vallée de la Garonne. Ce terrain avait reçu les fondations des grands ponts qui se trouvent sur le chemin de fer de Paris à Bordeaux. Il est d'une compacité telle que bien que la sonde le perce sans trop de difficulté, un pieu ne peut y pénétrer à plus de $1^{m}.50$ de profondeur, et encore seulement en le faisant éclater et en soulevant des blocs de 50 centimètres à 1 mètre de côté. Cette disposition nous avait déterminé à prendre comme sol de fondation la couche de gros gravier qui repose sur ce terrain, à la condition toutefois de pénétrer dans ce gravier de 2 mètres au moins.

Le sol sur lequel reposent les tubes se trouve ainsi à une profondeur de 15 mètres environ au-dessous des basses mers ordinaires.

Cette circonstance ne permettait pas la fondation ordinaire sur caissons perméables et sans fonds remplis de béton, dont l'exécution eût été presque impraticable.

Elle excluait aussi le système de fondation du pont en pierre construit à Bordeaux, où le massif d'enrochements de chaque pile est un véritable îlot placé dans le lit de la rivière.

Par ces considérations, nous avons été conduit à adopter le système de colonnes tubulaires, qui présentent d'ailleurs l'avantage de n'avoir que 200 mètres carrés de section baignée, au moment du maximum du courant du flot, sur les 3 000 mètres carrés de débouché qu'offre le fleuve.

Les dimensions adoptées pour les colonnes tubulaires sont certainement fort au-dessus de ce qui aurait été indispensable pour la stabilité de la construction; mais il a semblé nécessaire de se mettre au-dessus de toutes les éventualités. On a adopté d'ailleurs une épaisseur de fonte pour les anneaux, de 40 millimètres, afin d'éviter les accidents dus aux chocs, et un diamètre de $3^{m}.60$, qui ne donne à l'épreuve qu'une charge de $9^{k}.50$ sur la section inférieure du tube, alors que dans divers ponts existants cette pression atteint 14 à 15 kilogrammes.

CHAPITRE II.

CALCULS ET JUSTIFICATIONS DES DIMENSIONS DES PIÈCES PRINCIPALES DU PONT.

Considérations générales. — Le système général du pont consiste en deux poutres droites reposant sur 6 piles et 2 culées, et reliées pas des pièces de pont, sur lesquelles reposent le plancher et la voie.

La description des différentes pièces a été développée ci-dessus; le but du présent chapitre est d'exposer les calculs qui ont servi à déterminer pour chacune des pièces principales les dimensions qu'elles devaient recevoir pour résister aux plus grands efforts qu'elles ont à supporter.

Quelle que soit la pièce que nous ayons à considérer, nous nous astreindrons à ne pas faire travailler le fer à plus de 6 kilogrammes par millimètre carré de section.

Nous atteindrons ce but en cherchant la valeur du plus grand moment de rupture auquel elle sera exposée, et en le comparant au moment de résistance de la section de la pièce supposée travaillant au coefficient de 6 kilogrammes. Le moment de rupture devra être plus petit que le moment de résistance.

Pour le calcul des poutres longitudinales, nous exami-

nerons simplement les hypothèses de surcharge prescrites par la circulaire ministérielle du 26 février 1858, c'est-à-dire que nous calculerons le moment de rupture maximum dans le cas où le pont recevrait une surcharge générale de 8 000 kilogrammes par mètre courant, et dans les divers cas où l'on suppose successivement chaque travée chargée seule de 8 000 kilogrammes par mètre courant.

Nous montrerons ensuite quelles sont les hypothèses particulières de surcharge qu'il faut adopter pour obtenir les maximums absolus des divers moments de rupture; la comparaison de ces moments de rupture aux moments de résistance nous montrera qu'en certains points du pont, la règle que nous nous imposions tout à l'heure n'est plus observée, c'est-à-dire que le fer travaille un peu plus qu'à 6 kilogrammes par millimètre carré; mais d'abord la différence n'est pas très-forte; en second lieu, les hypothèses de surcharge qui donnent les maximums absolus sont moins réalisables ou moins réalisées en pratique que les hypothèses précédentes; enfin, ces dernières étant les seules qui nous soient imposées, et notre conviction étant que leur esprit, sinon leur lettre, consiste à poser une limite raisonnable du travail du fer, nous ne nous ferons aucun scrupule de nous en tenir à elles seules, tout en montrant que nous n'ignorons nullement que certains points de notre pont travaillent à un coefficient un peu plus élevé.

Des poutres longitudinales. — Nous supposerons que la poutre est d'égale hauteur dans toute sa longueur, et, en outre, qu'elle est de forme prismatique, c'est-à-dire que sa section est constante. Cette hypothèse, qui n'est pas réalisée dans la pratique, n'infirmera en rien nos résultats; car, après avoir calculé les dimensions de notre poutre théorique, nous renforcerons les points reconnus faibles, de manière à leur donner plus que la résistance nécessaire, et cette altération n'aura pas été assez sensible pour que les conditions dans lesquelles travaille le reste de la poutre

soient changées. L'étude des phénomènes mécaniques dans une poutre dont la section varie en chaque point serait extrêmement compliquée. Quelques cas particuliers et très-simples ont été traités, (Bélanger, — *Résistance et flexion plane des solides.* — Paris, 1862). Mais une théorie générale serait sans utilité réelle au point de vue pratique.

Considérons la m^e travée de notre pont (*fig.* 5, Pl.XVIII): soient M_{m-1} et M_m les moments de rupture sur les deux piles, p_{m-1} le poids par mètre courant, y compris la surcharge, l_{m-1} la longueur de la travée : soient de plus H_{m-1} la réaction produite à l'aplomb de la pile de gauche par la m^e travée. En considérant un point quelconque K, situé à la distance x de l'axe de la pile de gauche et en prenant les moments par rapport à ce point, on aura pour la valeur générale du moment M_x en un point quelconque.

$$(1) \qquad M_x = M_{m-1} - H_{m-1}\,x + p_{m-1}\frac{x^2}{2}.$$

Cette équation est fondamentale. Nous nous bornerons (la démontrer serait remonter trop haut) à faire observer que c'est l'une des six équations générales d'équilibre de la pièce.

Il est évident que si l'on connaît M_{m-1} et H_{m-1}, on pourra obtenir le moment de rupture en un point quelconque de la m^e travée. Il est représenté par l'ordonnée d'une parabole à un axe vertical, ainsi que le montre l'équation précédente. Mais il est facile de voir que M_{m-1} donnera facilement H_{m-1} ; car, si dans l'équation (1) on fait $x = l_{m-1}$, il vient :

$$M_m = M_{m-1} - H_{m-1}\,l_{m-1} + p_{m-1}\frac{l^2_{m-1}}{2};$$

d'où l'on tire :

$$(2) \qquad H_{m-1} = p_{m-1}\frac{l_{m-1}}{2} + \frac{M_{m-1} - M_m}{l_{m-1}}.$$

Cette quantité H_{m-1}, qui n'est autre chose que l'***effort***

tranchant à l'aplomb de la pile de gauche, dépend, ainsi qu'on le voit, des moments de rupture sur les deux appuis. Si donc on veut le moment M_x, il faut d'abord calculer M_{m-1} et M_m, et comme notre raisonnement s'applique à une travée quelconque, la première chose à faire c'est de calculer les moments de rupture sur toutes les piles,

Soit E le coefficient d'élasticité du fer, I_x le moment d'inertie de la section de la poutre, et ρ_x son rayon de courbure au point considéré. On a :

$$M_x = \frac{EI_x}{\rho_x},$$

remarquant que :

$$\rho_x = \frac{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2y}{dx^2}},$$

en négligeant le carré de

$$\frac{dy}{dx},$$

qui est une quantité très-petite, on a :

$$\rho_x = \frac{1}{\frac{d^2y}{dx^2}};$$

et si l'on pose

$$EI_x = \varepsilon,$$

il vient :

$$M_x = \varepsilon \frac{d^2y}{dx^2};$$

et par conséquent :

$$\varepsilon \frac{d^2y}{dx^2} = M_{m-1} - H_{m-1}x + p_{m-1}\frac{x^2}{2}.$$

En intégrant deux fois on obtient pour la m^e travée le groupe des trois équations :

$$(A)\quad \begin{cases} (1)\ \varepsilon \dfrac{d^2y}{dx^2} = M_{m-1} - H_{m-1}\,x + p_{m-1}\dfrac{x^2}{2}, \\ (2)\ \varepsilon \left(\dfrac{dy}{dx} - \varphi\right) = M_{m-1}\,x - H_{m-1}\dfrac{x^2}{2} + p_{m-1}\dfrac{x^3}{6}, \\ (3)\ \varepsilon\,(y - \varphi x) = M_{m-1}\dfrac{x^2}{2} - H_{m-1}\dfrac{x^3}{6} + p_{m-1}\dfrac{x^4}{24}, \end{cases}$$

en désignant par φ le coefficient angulaire de la tangente avec l'axe des x à l'origine.

Pour la travée $(m+1)^e$, on aura les trois équations analogues, en augmentant les indices d'une unité :

$$(A')\quad \begin{cases} (4)\ \varepsilon \dfrac{d^2y}{dx^2} = M_m - H_m x + p_m \dfrac{x^2}{2}, \\ (5)\ \varepsilon \left(\dfrac{dy}{dx} - \varphi'\right) = M_m x - H_m \dfrac{x^2}{2} + p_m \dfrac{x^3}{6}, \\ (6)\ \varepsilon\,(y - \varphi' x) = M_m \dfrac{x^2}{2} - H_m \dfrac{x^3}{6} + p_m \dfrac{x^4}{24}, \end{cases}$$

en désignant par φ' le nouveau coefficient angulaire.

Remarquant que :

pour $x = l_{m-1}$ l'équation (1) doit donner $\varepsilon \dfrac{d^2y}{dx^2} = M_m$,

— $x = l_m$ — (4) — — $= M_{m+1}$,

— $x = l_{m-1}$ — (2) — $\dfrac{dy}{dx} = \varphi'$,

— $x = l_{m-1}$ — (3) — $y = 0$,

— $x = l_m$ — (6) — $y = 0$,

nous aurons, en faisant ces cinq hypothèses, les cinq relations suivantes :

$$(B)\quad\begin{cases} M_m = M_{m-1} - H_{m-1}\,l_{m-1} + p_{m-1}\dfrac{l^2_{m-1}}{2}, \\ M_{m+1} = M_m - H_m\,l_m + p_m\dfrac{l^2_m}{2}, \\ \varepsilon(\varphi' - \varphi) = M_{m-1}\,l_{m-1} - H_{m-1}\dfrac{l^2_{m-1}}{2} + p_{m-1}\dfrac{l^3_{m-1}}{6}, \\ -\varepsilon\varphi\, l_{m-1} = M_{m-1}\dfrac{l^2_{m-1}}{2} - H_{m-1}\dfrac{l^3_{m-1}}{6} + p_{m-1}\dfrac{l^4_{m-1}}{24}. \\ -\varepsilon\varphi'\, l_m = M_m\dfrac{l^2_m}{2} - H_m\dfrac{l^3_m}{6} + p_m\dfrac{l^4_m}{24}. \end{cases}$$

Éliminant entre ces cinq équations les quatre quantités

$$\varepsilon\varphi,\quad \varepsilon\varphi',\quad H_{m-1},\quad H_m,$$

on obtient :

$$(3)\quad l_{m-1}M_{m-1} + 2(l_{m-1} + l_m)M_m + l_m M_{m+1} = \frac{1}{4}(p_{m-1}l^3_{m-1} + p_m l^3_m),$$

relation entre les moments sur trois appuis consécutifs.

En appliquant cette équation à chaque couple de travées successives de notre pont à sept travées, on a :

$$(C)\quad\begin{cases} l_0M_0 + 2(l_0 + l_1)M_1 + l_1M_2 = \frac{1}{4}(p_0l_0^3 + p_1l_1^3), \\ l_1M_1 + 2(l_1 + l_2)M_2 + l_2M_3 = \frac{1}{4}(p_1l_1^3 + p_2l_2^3), \\ l_2M_2 + 2(l_2 + l_3)M_3 + l_3M_4 = \frac{1}{4}(p_2l_2^3 + p_3l_3^3), \\ l_3M_3 + 2(l_3 + l_4)M_4 + l_4M_5 = \frac{1}{4}(p_3l_3^3 + p_4l_4^3), \\ l_4M_4 + 2(l_4 + l_5)M_5 + l_5M_6 = \frac{1}{4}(p_4l_4^3 + p_5l_5^3), \\ l_5M_5 + 2(l_5 + l_6)M_6 + l_6M_7 = \frac{1}{4}(p_5l_5^3 + p_6l_6^3). \end{cases}$$

Les moments sont nuls sur les culées, donc on a

$$M_0 = M_7 = 0;$$

et si l'on pose :

$$l_0 = l_6 = lk,$$

(l étant la valeur commune de l_1, l_2, l_3, l_4, l_5), les six équations à résoudre pour obtenir M_1, M_2, M_3, M_4, M_5, M_6, deviendront :

$$(1) \qquad 2(1+k)M_1 + M_2 = \frac{l^2}{4}(p_0k^3 + p_1)$$

$$(2) \qquad M_1 + 4M_2 + M_3 = \frac{l^2}{4}(p_1 + p_2),$$

$$(3) \qquad M_2 + 4M_3 + M_4 = \frac{l^2}{4}(p_2 + p_3),$$

$$(4) \qquad M_3 + 4M_4 + M_5 = \frac{l^2}{4}(p_3 + p_4),$$

$$(5) \qquad M_4 + 4M_5 + M_6 = \frac{l^2}{4}(p_4 + p_5),$$

$$(6) \qquad M_5 + 2(1+k)M_6 = \frac{l^2}{4}(p_5 + p_6k^3).$$

Pour faciliter l'élimination, multiplions l'équation (1) par ρ, l'équation (2) par λ, et ainsi de suite pour les autres par m, n, p et r, et ajoutons-les toutes ensemble, nous aurons, en ordonnant par rapport à M et à p les relations suivantes :

$$(N) \quad \begin{cases} M_1[2\rho(1+k)+\lambda] + M_2(\rho + 4\lambda + m) + \\ + M_3(\lambda + 4m + n) + M_4(m + 4n + p) + \\ + M_5(n + 4p + r) + M_6[p + 2r(1+k)] = \\ = \dfrac{l^2}{4}[k^3\rho p_0 + (\rho+\lambda)p_1 + (\lambda+m)p_2 + \\ + (m+n)p_3 + (n+p)p_4 + (p+r)p_5 + k^3 r p_6]. \end{cases}$$

Pour avoir l'une quelconque des inconnues M_1, M_2, ..., M_6, il suffit d'égaler à o les coefficients des cinq autres, et l'on a cinq équations du 1er degré entre

$$\rho,\ \lambda,\ m,\ n,\ p \quad \text{et} \quad r,$$

qui donnent les rapports

$$\frac{\rho}{r},\ \frac{\lambda}{r}\cdots\frac{p}{r},$$

lesquels, substitués dans le deuxième membre de l'équation (N), donneront la valeur cherchée.

Nous allons exposer la suite de ce calcul ; nous remarquerons avant, que la symétrie de l'équation (N), par rapport à M et à p, dispense de calculer toutes les valeurs, car les inconnues M_1, M_2, M_3 étant calculées, les trois autres M_4, M_5, M_6 s'en déduisent par symétrie.

Calcul de M_1, M_2, M_3. — D'après ce qui précède, ces valeurs seront données par les relations

$$(N')\quad\begin{cases} M_1[2\rho(1+k)+\lambda)=\dfrac{l^2}{4}[k^3\rho p_0+(\rho+\lambda)p_1+(\lambda+m)p_2+ \\ \quad+(m+n)p_3+(n+p)p_4+(p+r)p_5+k^3rp_6], \\ M_2(\rho+4\lambda+m)=\dfrac{l^2}{4}[k^3\rho p_0+(\rho+\lambda)p_1+(\lambda+m)p_2+ \\ \quad+(m+n)p_3+(n+p)p_4+(p+r)p_5+k^3rp_6], \\ M_3(\lambda+4m+n)=\dfrac{l^2}{4}k^3\rho p_0+(\rho+\lambda)p_1\,m(\lambda+m)p_2+ \\ \quad+(m+n)p_3+(n+p)p_4+(p+r)p_5+k^3rp_6], \end{cases}$$

dans lesquelles $\frac{\rho}{r}$, $\frac{\lambda}{r}$, ..., $\frac{p}{r}$ seront successivement remplacées par leurs valeurs tirées des groupes d'équation, savoir :

Pour M_1

$$(A)\quad\begin{cases} \rho+4\lambda+m=0, \\ \lambda+4m+n=0, \\ m+4n+p=0, \\ n+4p+r=0, \\ p+2r(1+k)=0. \end{cases}$$

pour M_2

$$(B)\quad\begin{cases}\lambda+2\rho(1+k)=0\\ \lambda+4m+n=0\\ m+4n+p=0\\ n+4p+r=0\\ p+2r(1+k)=0\end{cases}$$

pour M_3

$$(C)\quad\begin{cases}\lambda+2\rho(1+k)=0\\ \rho+4\lambda+m=0\\ m+4n+p=0\\ n+4p+r=0\\ p+2r(1+k)=0.\end{cases}$$

L'inspection des groupes A, B, C, montre que, la série des valeurs du groupe A étant connue, celle du groupe B se trouvera en ayant besoin de calculer seulement une inconnue, car ces groupes ne diffèrent l'un de l'autre que par une équation : il en sera de même pour la série C.

Ajoutons deux à deux les équations du groupe A, afin d'avoir les coefficients du 2e terme de l'équation (N) ; nous trouvons :

$$\begin{aligned}&\rho+\lambda+4(\lambda+m)+m+n=0\\ &\lambda+m+4(m+n)+n+p=0\\ &m+n+4(n+p)+p+r=0\\ &n+p+4(p+r)+2kr-r=0\\ &p+r+2kr+r=0;\end{aligned}$$

d'où l'on tire :

$$\begin{aligned}\rho+\lambda&=-(306k+265)r\\ \lambda+m&=\ (82k+71)r\\ m+n&=-(22k+19)r\\ n+p&=\ (6k+5)r\\ p+r&=-(2k+1)r.\end{aligned}$$

Divisant ces équations par r et les ajoutant en affectant les équations alternativement du signe + et du signe — on a

$$(R)\quad (\rho+\lambda)-(\lambda+m)+(m+n)-(n+p)+(p+r)=-$$
$$-(418k+361)r=\rho+r;$$

d'où

$$\frac{\rho}{r}=-(418k+362).$$

Il reste à calculer le coefficient de M_1 qui est égal

$$2\rho(1+k)+\lambda.$$

Or ce coefficient peut être mis sous la forme

$$r\times\frac{2\rho(1+k)+\lambda}{r}=\frac{(\rho+\lambda)+(2k+1)\rho}{r}\times r_9$$

et comme on connaît :

$$\frac{\rho+\lambda}{r}\quad\text{et}\quad\frac{\rho}{r},$$

on a finalement la valeur qui suit :

$$M_1(627+1448k+836k^2)=\frac{l^2}{4}[k^3(362+418k)p_0+(265+$$
$$+306k)p_1-(71+82k)p_2+(19+22k)p_3+(6+5k)p_4+$$
$$+(1+2k)p_5-k^3p_6].$$

Valeur de M_2. —Pour calculer M_2, on se servira du groupe (B) : les valeurs de $(p+r)$, $(n+p)$, $(m+n)$ et $(\lambda+m)$ en fonction de r sont évidemment les mêmes que celles précédemment trouvées, la première équation seule diffère.

Elle est :

$$\lambda+2k\rho+2\rho=0,$$

qui peut être mise sous la forme

$$(\rho+\lambda)+(2k+1)\rho=0,$$

et comme on a :

$$(\rho+\lambda)-(\rho+r)=(\lambda+m)-(m+n)+(n+p)+(p+r)$$
$$(\rho+\lambda)-(\rho+r)=(112k+96)r.$$

Or :

$$\rho + \lambda = (2k+1)\rho,$$

donc :

$$-\frac{\rho}{r}(2k+2) = (112k+97),$$

$$\frac{\rho+\lambda}{r} = \frac{2k+1}{2k+2}(112k+97).$$

Remplaçant dans l'équation (N'), on a la valeur de M_2.

$$M_2(627 + 1448k + 836k^2) = \frac{l^2}{4}[k^3(97+112k)p_0 + (1+ \\ + 2k)(97+112k)p_1 + (2+2k)(71+82k)p_2 - (19+ \\ + 22k)(2+2k)p_3 + (5+6k)(2+2k)p_4 - (1+2k)(2+ \\ + 2k)p_5 + k_3(2+2k)p_6].$$

Valeur de M_3. — Le groupe des équations (C) servira comme précédemment à calculer M_3. Les valeurs de

$$(p+r), \quad (n+p), \quad (m+n)$$

en fonction de r seront les mêmes que pour M_1, M_2 ; on aura de plus par la similitude des équations :

$$\lambda + m = (6k+5)\rho$$

et

$$\rho + \lambda = -(2k+1)\rho.$$

Substituant dans la relation (R) employée ci-dessus, on a :

$$(30k+25)r + (8k+6)\rho = -(\rho + r);$$

d'où

$$(8k+7)\frac{\rho}{r} = -(30k+26),$$

et par suite

$$\lambda + m = -\frac{6k+5}{8k+7}(30k+26)r,$$

$$\rho + \lambda = \frac{2k+1}{8k+7}(30k+26)r.$$

Enfin le coefficient de M_3 dans l'équation N' est égal à

$$\lambda + 4m + n$$

et peut être mis sous la forme

$$\lambda + 4m + n = 3(\lambda + m) + (m + n) - 2(\rho + \lambda) + 2\rho$$

qui se calcule au moyen des valeurs ci-dessus.

En substituant, on a :

$$M_3(627 + 1448k + 836k^2) = \frac{l^2}{4}[k^3(26 + 30k)p_0 - (1 + 2k)(26 + 30k)p_1 + (5 + 6k)(26 + 30k)p_2 + (19 + 22k)(7 + 8k)p_3 - (5 + 6)k)(7 + 8k)p_4 + (1 + 2k)(7 + 8k)p_5 - k^3(7 + 8k)p_6].$$

La symétrie des équations donnera au moyen des valeurs précédemment calculées :

$$M_4(627 + 1448k + 836k^2) = \frac{l^2}{4}[-k^3(7 + 8k)p_0 + (1 + 2k)(7 + 8k)p_1 - (5 + 6k)(7 + 8k)p_2 + (19 + 22k)(7 + 8k)p_3 + (5 + 6k)(26 + 30k)p_4 - (1 + 2k)(26 + 30k)p_5 + k^3(26 + 30k)p_6].$$

$$M_5(627 + 1448k + 836k^2) = \frac{l^2}{4}[k^3(2 + 2k)p_0 - (1 + 2k)(2 + 2k)p_1 + 5 + 6k)(2 + 2k)p_2 - (19 + 22k)(2 + 2k)p_3 + (71 + 82k)(2 + 2k)p_4 + (1 + 2k)(97 + 112k)p_5 - k^3(97 + 112k)p_6].$$

$$M_6(627 + 1448k + 836k^2) = \frac{l^2}{4}[k^3p_0 + (1 + 2k)p_1 - (5 + 6k)p_2 + (19 + 22k)p^3 - (71 + 82k)p_4 + (265 + 306)p_5 + k^3(362 + 418k)p_6].$$

Nous allons maintenant calculer numériquement les coefficients de ces équations en remplaçant K par sa valeur.

Nous avons pris :

$$k = \frac{l_0}{l_1} = \frac{33}{43}.$$

Faisant la substitution dans les valeurs de M_1, M_2,.... M_6, on aura :

$$M_1 = 0.6655\ (+308620p_0 + 499837p_1 - 133930p_2 + 55884p_3 - \\ - 9605p_4 + 2535p_5 - 456p_6).$$

$$M_2 = 0.6655\ (-82694p_0 + 463766p_1 + 473428p_2 - 126845p_3 + \\ + 33951p_4 - 9861p_5 + 1598p_6).$$

$$M_3 = 0.6655\ (+22158p_0 - 124268p_1 + 470851p_2 + 471485p_3 + \\ + 126201p_4 + 33705p_5 - 5939p_6).$$

$$M_4 = 0.6655\ (-5939p_0 + 33307p_1 - 126201p_2 + 471495p_3 + \\ + 470481p_4 - 124268p_5 + 22158p_6).$$

$$M_5 = 0.6655\ (+1598p_0 - 8961p_1 + 33951p_2 - 126845p_3 + \\ + 473428p_4 + 463766p_5 - 82694p_6).$$

$$M_6 = 0.6655\ (-0.452p_0 + 2535p_1 - 9605p_2 + 35884p_3 - \\ - 133930p_4 + 499837p_5 + 308620p_6).$$

Et en faisant le calcul

$$(P)\quad \begin{cases} M_1 = +205387p_0 + 332642p_1 - 89130p_2 + 23881p_3 - \\ \qquad - 6392p_4 + 1687p_5 - 0{,}301p_6. \\ M_2 = -55033p_0 + 308636p_1 + 315066p_2 - 84415p_3 + \\ \qquad + 22594p_4 - 5964p_5 + 1063p_6 \\ M_3 = +14746p_0 - 82700p_1 + 313351p_2 + 313780p_3 - \\ \qquad - 83987p_4 + 22166p_5 - 3952p_6. \\ M_4 = -3952p_0 + 22166p_1 - 83987p_2 + 313780p_3 + \\ \qquad + 313351p_4 - 82700p_5 + 14746p_6. \\ M_5 = +1063p_0 - 5964p_1 + 22594p_2 - 84415p_3 + \\ \qquad + 315066p_4 + 308636p_5 - 55033p_6. \\ M_6 = -0.301p_0 + 1687p_1 - 6392p_2 + 23881p_3 - \\ \qquad + 89130p_4 + 332642p_5 + 205387p_6. \end{cases}$$

Moments de rupture sur chacune des piles dans différentes

hypothèses. — A l'aide de ces six valeurs, on obtient immédiatement les moments de rupture (*) sur chacune des six piles dans une hypothèse de surcharge quelconque. En opérant dans le cas :

Où aucune travée n'est chargée,

Où toutes les travées sont chargées

Où une seule travée est chargée,

nous avons obtenu le tableau suivant :

moments sur les piles.	LE PONT non chargé.	LE PONT chargé.	1re TRAVÉE seule chargée.	2e TRAVÉE seule chargée.	3e TRAVÉE seule chargée.	4e TRAVÉE seule chargée.
M_1	1426710	3297806	2248258	2757278	1070190	1522234
M_2	1530938	3538726	1310806	2765482	2791202	1193278
M_3	1504882	3478498	1563866	1174082	2758286	2760002
M_4	1504882	3478498	1489074	1593546	1168934	2760002
M_5	1530938	3538726	1535190	1507082	1621314	1193278
M_6	1426710	3297806	1425506	1433458	1401142	1522234

En y joignant notre équation fondamentale

$$M_x = M_{m-1} - H_{m-1}\, x + p_{m-1}\, \frac{x^2}{2}.$$

Nous aurons le moment de rupture en un point quelconque de la travée.

(*) Le poids du pont par mètre courant est ainsi réparti :

	kilogrammes.
Tôles.	5250
Voie.	130
Plancher.	720
Total.	6100
Et pour une poutre.	3050

Le poids supporté par une poutre est donc de 3 o5o ou 7 o5o kil., selon qu'on la suppose non chargée ou chargée.

Moment de rupture en un point quelconque de la travée. — La marche à suivre consisterait alors à calculer ce moment de rupture pour différents points de la travée, et à donner, en ces points, à la poutre une section dont le moment d'élasticité serait au moins égal à ce moment de rupture.

Ce moyen élémentaire est trop long. On lui substitue un procédé graphique qui consiste à construire la parabole ci-dessus, en se donnant deux échelles déterminées pour les longueurs et les kilogrammètres. La comparaison de cette courbe avec celle des moments d'élasticité, qui se compose d'une série de droites parallèles à l'axe des abscisses, montre nettement si en chaque point de la travée le moment de rupture est plus petit que le moment d'élasticité.

Mais il est fort long de construire, pour chaque travée et point par point, deux paraboles distinctes dans chaque hypothèse. Pour nous qui avons six hypothèses et quatre travées, cela ferait quarante-huit courbes. Remarquons d'abord que toutes les paraboles n'ont que deux paramètres bien distincts représentés par

$$\frac{2}{p_{m-1}},$$

et dont on obtient les valeurs en remplaçant successivement p_{m-1} par les deux seules quantités qu'il peut représenter, savoir :

1° La charge d'une poutre par mètre courant, le pont n'étant pas chargé ;

2° Cette charge, le pont étant chargé.

Il n'y a donc que deux paraboles. Seulement, dans chaque travée, elles occupent des positions différentes par rapport aux deux appuis, tout en ayant toujours leur axe vertical. Mais, de plus, nous savons qu'elles doivent passer par les deux points A et B obtenus, en prenant sur les axes des piles des longueurs égales aux moments de rupture sur ces deux appuis (Pl. XVIII, *fig.* 6).

Si donc nous supposons qu'on ait découpé un patron des deux paraboles, on pourra, en faisant glisser le patron jusqu'à ce qu'il passe par les points A et B, en maintenant son axe vertical, placer la parabole.

Quoique théoriquement une parabole soit déterminée par deux points, le paramètre et la direction de l'axe, la pratique exige pour plus de sûreté un troisième point. On a choisi le point M d'ordonnée maximum. La ligne MK n'étant autre chose que le moment de rupture maximum de la travée, on le calcule à l'aide de l'équation fondamentale.

$$M_x = M_{m-1} - H_{m-1}\,x + p_{m-1}\frac{x^2}{2}.$$

En égalant à zéro la dérivée du deuxième membre par rapport à x, il vient

$$-H_{m-1} + p_{m-1}\,x = 0,$$

d'où

$$x = \frac{H_{m-1}}{p_{m-1}};$$

par suite

$$(4) \qquad \text{Moment maximum} = M_{m-1} - \frac{H^2_{m-1}}{2p_{m-1}}.$$

Ces moments maximums entre les piles s'obtiennent donc en calculant les efforts tranchants et les portan ensuite dans l'expression précédente. Nous avons donné plus haut la valeur de l'effet tranchant

$$(2) \qquad H_{m-1} = p_{m-1}\frac{l_{m-1}}{2} + \frac{M_{m-1} - M_m}{l_{m-1}},$$

et il est plus simple de le calculer d'abord que de substituer son expression dans le moment maximum.

Moments maximum entre les piles. — En appliquant les deux valeurs (4) et (2) à notre cas particulier, nous avons obtenu le tableau suivant :

MOMENTS MAXIMA ENTRE LES PILES.

Hypothèses.	Première travée.	Deuxième travée.	Troisième travée.	Quatrième travée.	Cinquième travée.
Le pont complétement chargé. . . .	— 1 653 447	— 1 814 961	— 1 723 965	— 1 754 020	
1re travée seule chargée.	— 2 069 172	— 505 441			
2e travée seule chargée.	— 311 009	— 2 471 157	— 363 861		
3e travée seule chargée.		— 414 797	— 2 457 803	— 369 853	
4e travée seule chargée.			— 354 851	— 2 472 520	— 354 851

Ces moments calculés, on gradue les patrons de parabole en kilogrammètres à l'échelle adoptée. On n'a alors nul besoin de prendre sur les deux appuis des longueurs égales aux moments de rupture. On fait glisser le patron dans la travée jusqu'à ce qu'il *marque*, pour ainsi dire, les trois nombres voulus de kilogrammètres sur les deux piles et sur l'axe des abscisses et la parabole est placée.

Cette opération exécutée pour chaque travée, dans nos cinq hypothèses précédentes, nous a donné une série d'arcs de parabole se coupant. En suivant le contour des arcs extérieurs, nous avons obtenu l'enveloppe des moments de rupture (Pl. XVIII, *fig.* 2). Seulement, pour éviter l'ennui de porter le moment d'élasticité tantôt au-dessus, tantôt au-dessous de l'axe horizontal, toutes les ordonnées négatives de nos paraboles ont été portées comme positives, au-dessus de l'axe. La courbe une foi tracée, il reste à comparer en chaque point à ses ordonnées, les ordonnées obtenues en portant sur les verticales les valeurs des moments d'élasticité de la section que présente la poutre en chacun de ses points.

Nous avons adopté le profil représenté *fig.* 7, Pl. XVIII.

Si l'on suppose que le fer résiste à raison de 6 kilogrammes par millimètre carré de section, voici les différents moments d'élasticité de chacune des parties du profil.

Tôles verticales.	587 740
Doublures verticales.	515 370
Cornières.	343 812
Première tôle horizontale.	403 090
2e —	404 702
3e —	406 311
4e —	407 800

Les doublures verticales n'existent que sur les piles et dans les travées centrales vers le milieu.

Le plus grand moment de rupture sur pile étant de 3 538 726, il faut au plus sur une pile

4 tôles verticales.	587 740
4 doublures.	515 370
Cornières.	343 812
4 tôles horizontales.	1 621 903
Tôle du panneau plein.	483 880
Cornières du panneau plein.	171 906
	3 724 611

Le plus grand moment de rupture, au milieu des travées, étant de — 2 472 520, il faut, au milieu des travées centrales,

4 tôles verticales.	587 740
4 doublures.	515 370
Cornières.	343 812
3 tôles horizontales.	1 214 103
	2 661 025

On voit donc que dans ces deux cas les moments d'élasticité dépassent d'une quantité notable les moments de rupture. Si l'on fait un calcul analogue pour chacun des points du pont, ou si on examine seulement la courbe enveloppe des moments de rupture, on verra que cette condition est toujours remplie, et que, par conséquent, dans les hypothèses qui nous sont prescrites, le fer ne travaille jamais à 6 kilogrammes par millimètre carré de section.

De la forme affectée par la poutre pendant les épreuves. Valeur de la flèche. — Nous venons d'étudier les variations du moment de rupture accusées par la courbe que représente notre équation fondamentale.

Il n'est pas moins intéressant de rechercher les valeurs que prend l'équation obtenue en intégrant deux fois l'équation fondamentale, car elle représente les variations d'y avec x, et, par conséquent, la forme affectée par la poutre pendant les épreuves.

Reprenons les trois équations.

$$(A)\quad \begin{cases} (1) & \varepsilon \dfrac{d^2y}{dx^2} = M_{m-1} - H_{m-1}\,x + p_{m-1}\dfrac{x^2}{2} \\ (2) & \varepsilon\left(\dfrac{dy}{dx} - \varphi\right) = M_{m-1}\,x - H_{m-1}\dfrac{x^2}{2} + p_{m-1}\dfrac{x^3}{6} \\ (3) & \varepsilon(y - \varphi x) = M_{m-1}\dfrac{x^2}{2} - H_{m-1}\dfrac{x^3}{6} + p_{m-1}\dfrac{x^4}{24} \end{cases}$$

qui se rapportent à la m^e travée.

La première équation a un second membre qui passe deux fois par zéro, quand x varie de o à l_{m-1}. Donc, la troisième, qui est obtenue en l'intégrant deux fois, représente une courbe qui a deux points d'inflexion pour les valeurs d'x données par l'équation.

$$M_{m-1} - H_{m-1}\,x + p_{m-1}\frac{x^2}{2} = 0.$$

Pour simplifier la notation, et comme il est bien entendu que nous avons affaire à une travée quelconque, nous supprimerons les indices et nous écrirons

$$M_m - Hx + p\frac{x^2}{2} = 0.$$

Cette équation donne

$$x = \frac{H \pm \sqrt{H^2 - 2Mp}}{p}.$$

La valeur

$$\frac{\sqrt{H^2 - 2Mp}}{p} \times 2$$

représente la distance horizontale entre les deux points d'inflexion. Comme en ces points le moment de rupture est nul, on peut encore dire que c'est la longueur de la poutre qui, reposant librement sur deux appuis, travaillerait exactement de la même manière que notre poutre.

Pour avoir la flèche, c'est-à-dire la valeur maximum de y, il suffit de remarquer que cette dernière correspond à l'abscisse $\frac{H}{p}$, de porter cette valeur d'x dans l'équation (3) et d'en tirer y. Mais l'observation précédente nous donne immédiatement pour flèche :

$$f = 5p \times 2^4 \times \left(\frac{H^2 - 2Mp}{p^4}\right)^2 \times \frac{1}{384\varepsilon}.$$

Car la valeur de la flèche d'une poutre chargée d'un poids p, d'une longueur l, et reposant librement sur ses appuis, est représentée par

$$\frac{5pl^4}{384\varepsilon}.$$

Simplifiant la valeur de f, on obtient :

$$f = \frac{5}{24} \frac{(H^2 - 2Mp)^2}{p^3\varepsilon}.$$

On voit que dans chaque travée, parmi les diverses flèches données par les hypothèses de surcharge, la flèche maximum sera donnée par l'hypothèse dans laquelle l'effort tranchant est le plus grand possible par rapport au moment de rupture sur la même pile de gauche. Comme il est incommode de passer par la considération de l'effort tran-

chant, nous le remplacerons par sa valeur donnée plus haut.

$$H_{m-1} = \frac{p_{m-1} l_{m-1}}{2} + \frac{M_{m-1} - M_m}{l_{m-1}}.$$

Si nous substituons cette valeur dans f, après y avoir rétabli les indices, il vient

$$f = \frac{5}{24}\left[\left(\frac{p_{m-1} l_{m-1}}{2} + \frac{M_{m-1} - M_m}{l_{m-1}}\right)^2 - 2M_{m-1} p_{m-1}\right]^2 \times \frac{1}{p^3{}_{m-1}{}^{\varepsilon}}$$

et la recherche de la flèche maximum n'ayant pas grand intérêt, parce qu'elle diffère très-peu des autres, on peut se contenter de calculer pour chaque travée la flèche, dans le cas où elle est seule chargée, à l'aide de cette dernière formule qui est fonction des moments sur les piles.

Du reste, le tableau des moments maxima négatifs entre les piles nous donnera une indication utile. En l'examinant, on voit que le plus grand de ces moments a lieu dans la quatrième travée et dans l'hypothèse où elle seule est chargée. Or, plus le moment de rupture dans une travée est considérable, plus elle s'abaisse, et plus sa flèche est grande.

En la calculant donc pour la quatrième travée seule chargée, nous avons pour flèche maxima

$$f = 0^m.031\,9195.$$

Remarquons en passant que ceci est général, c'est-à-dire que dans un pont quelconque d'un nombre impair de travées, la flèche maxima a lieu pour la travée du milieu seule chargée, si l'on s'abstient de considérer d'autres hypothèses que celles de la surcharge générale et des surcharges isolées de chaque travée.

Cette valeur maxima est assez simple, car dans ce cas

$$M_{m-1} = M_m,$$

et l'on a

$$f = \frac{5\left(\frac{p^2 l^2}{4} - 2\mathrm{M}p\right)^2}{24 p^3 \varepsilon},$$

M étant le moment de rupture sur l'une quelconque des deux piles qui comprennent la travée centrale.

Utilité pratique du calcul de la flèche. — Cette recherche permet de choisir une courbe de montage telle, qu'après le décalement et sous l'action des surcharges, la partie inférieure de la poutre soit au niveau des appuis.

Théoriquement parlant, il suffirait pour atteindre ce but de prendre pour courbe de montage la courbe de la poutre renversée, mais dans la pratique on doit augmenter beaucoup les flèches, parce que l'imperfection du serrage des rivets, permet toujours à la poutre de s'affaisser un peu. Notre ouvrage est un exemple concluant de l'importance de cette considération. En effet, il suffit de jeter les yeux sur l'épure des courbes des poutres pendant le travail et sous l'action des surcharges, pour se convaincre de ce fait, que malgré un projet de courbe de montage dont les flèches sont le double des flèches théoriques, et en dépit de tous les soins apportés à l'exécution, l'affaissement a dépassé nos prévisions. Ainsi la flèche de la courbe de montage étant de $0^{m}.052$ dans la première travée, cette flèche après le montage n'est plus que de $0^{m}.017$ au-dessus des appuis. Et, si on examine le résultat des épreuves de poids mort, on voit, par exemple, que dans l'épreuve du 16 août 1860, la sixième et la troisième travées ayant été surchargées pendant trois heures, la troisième travée descendit par sa partie inférieure à $0^{m}.041$ au-dessous du niveau des appuis, c'est-à-dire qu'elle prit un peu plus que la flèche théorique (Pl. XVII).

Certes un pareil résultat est loin d'être mauvais, puisqu'en somme on annule ainsi l'effet du tassement et que la poutre se comporte comme si ces tôles avaient la longueur

du pont; mais si l'on veut exiger que la poutre ne descende pas au-dessous des appuis, il faut conclure de tout ceci qu'on doit prendre une courbe de montage dont les flèches soient au moins quadruples des flèches théoriques.

Nous devons avouer que dans la pratique, on préfère éviter les difficultés que présente un pareil montage et prendre pour courbe une horizontale sauf à voir le pont fléchir un peu plus.

Des hypothèses de surcharge qui donnent les moments maxima. — Si l'on prend la valeur générale d'un moment de rupture quelconque, par exemple celui de la troisième pile qui est de la forme

$$M_3 = ap_0 - bp_1 + cp_2 - dp_3 - ep_4 + fp_5 - gp_6.$$

a, b, c, d, e, f, g, étant des nombres positifs, il est clair que la valeur maximum de M_3 s'obtiendra en rendant les termes négatifs aussi petits et les termes positifs aussi grands que possible, c'est-à-dire en surchargeant les travées 1, 3, 4, 6, et laissant libres les travées 2, 5, 7.

En faisant cette hypothèse on trouve :

$$M_3 = 4.161.050 \text{ kilogrammes},$$

valeur supérieure de $\frac{1}{5}$, au plus grand moment de rupture que nous donnaient les hypothèses précédentes (3,538,726) sur les piles.

Pareillement pour obtenir le plus grand moment maximum négatif dans la quatrième travée, il faudra prendre son expression

$$M_3 - \frac{H^2_3}{2p}$$

que nous avons déjà donnée pour une travée quelconque,

Y remplacer H_3 par

$$\frac{p_3 l_3}{2} + \frac{M_3 - M_4}{l_3},$$

ce qui donnera

$$M_3 \frac{\left(\frac{P_3 l_3}{2} + \frac{M_3 - M_4}{l_3}\right)^2}{2p_3}$$

Prendre ensuite la différence entre les deux valeurs de M_3 et M_4 données par les formules P, laquelle est représentée par

$$a(p_0 - p_6) - b(p_1 - p_5) + c(p_2 - p_4),$$

a, b, c, étant positifs; porter cette valeur dans l'expression donnée plus haut du moment maximum et y remplacer M_3 par sa valeur, ce qui donne : α, β, γ, δ, ε, ζ... étant des coefficients positifs

$$\left\{ \alpha p_0 - \beta p_1 + \gamma p_2 + \delta p_3 - \varepsilon p_4 + \zeta p_5 - \theta p_6 \right. \\ \left. - \frac{\left[\frac{p_3 l_3}{2} + \frac{1}{l_3}[a(p_0 - p_6) - b(p_1 - p_5) + c(p_2 - p_4)]\right]^2}{2p_3} \right.,$$

Et enfin, ayant remplacé dans cette expression tous les coefficients :

$$\alpha, \beta, \gamma, \delta, \varepsilon, \zeta, \theta, a, b, c$$

par leurs valeurs, examiner pour quelles hypothèses sur

$$p_0, p_1, p_2, p_3, p_4, p_5, p_6,$$

on aura la plus grande valeur absolue de la fonction.

On trouvera ainsi que le moment maximum négatif dans la quatrième travée correspond au cas où elle est chargée et où toutes les autres, à partir d'elle et des deux côtés, sont alternativement non chargées et chargées, ainsi que le représente le croquis *fig.* 8, Pl. XVIII.

En appliquant le calcul dans cette hypothèse on obtient :

$$\text{moment maximum} = -2\,706995,$$

qui est à peine supérieur de $\frac{1}{10}$ au moment de rupture négatif maximum que nous avaient donné nos premières hypothèses (—2,472,520).

Nous avons choisi ces deux exemples pour montrer comment dans chaque cas particulier, on peut facilement à l'aide de transformation de formules ou même, à leur simple inspection, reconnaître quelles sont les hypothèses qui donnent les maximums. Des détails plus précis seraient sans intérêt, aujourd'hui que le problème vient d'être résolu dans toute sa généralité. M. de Mondésir, ingénieur en chef des ponts et chaussées, a publié, il y a quelques années, une très-remarquable brochure sur le calcul des ponts métalliques.

L'auteur, après avoir remplacé les équations à résoudre par des formules qui donnent immédiatement les moments sur les appuis pour un pont quelconque, ce qui enlève toutes les chances d'erreur de l'élimination, traite la question des maximums d'une manière si précise et si générale en même temps, que nous ne saurions mieux faire que de renvoyer à son livre ceux qu'elle peut intéresser.

Quoique l'ouvrage ait paru bien après l'achèvement de notre construction, nous avons été heureux de vérifier nos calculs à l'aide de formules commodes, et d'adopter en revoyant notre mémoire les notations les plus claires et les plus générales qu'on ait jamais employées dans le calcul des ponts métalliques.

De ce qui précède on peut conclure que le travail de notre pont sur ses piles et dans ses travées sera un peu plus grand que celui que nous indiquaient nos précédentes hypothèses. Le coefficient de travail du fer par millimètre carré est re-

présenté par six fois le rapport du moment de rupture au moment d'élasticité, soit par

$$6 . \frac{4161050}{3724611}$$

sur les piles, et par

$$6 . \frac{2706995}{2661025}$$

sur le milieu des travées.

En calculant ces deux nombres on trouve que le pont sur la Garonne à Bordeaux travaille au plus

à $6^k,7030$ sur les piles,
à $6^k,1036$ entre les piles.

Calcul de la paroi verticale. — Cette paroi n'est pas pleine. Elle se compose de panneaux évidés dont le cadre est formé par la plate-bande supérieure, la plate-bande inférieure, et deux montants verticaux ; deux diagonales dont la section est en forme de double T relient les angles opposés du cadre. Elles sont assemblées à mi-fer et leur réunion forme une croix de saint André ou un croisillon.

Ce sont les croisillons qui supportent tout le poids du pont. Il en résulte pour eux une tension dans le sens de leur longueur. Cette tension, nulle au point de la travée qui correspond au point de rupture maximum, va en croissant jusqu'aux appuis. M. Clapeyron admet pour variation de tension d'un panneau à l'autre

$$\Delta T = \frac{pd}{2 \sin \alpha},$$

p étant le poids par mètre courant surcharge comprise,
d la longueur du panneau,
α l'angle des croisillons avec l'horizon.

En remplaçant dans la formule précédente

p par 7050
d par 3584
α par $62°59'49''$,

on obtient :

$$\Delta T = 14179 \text{ kilogr.}$$

La section à donner aux croisillons étant représentée en millimètres carrés par le rapport de l'effort qui les sollicite au nombre 6, qui est le coefficient de résistance par millimètre carré, on voit que l'augmentation de section d'un panneau au suivant est représentée par

$$\Delta S = \frac{\Delta T}{6} = 2363^{mmq}.$$

Ce nombre va nous servir à évaluer la section des croisillons en commençant par celui où la tension est nulle. Seulement, les nombres obtenus seront augmentés d'un tiers pour faire face à l'effort transversal qu'il est difficile d'évaluer.

L'hypothèse qui donne pour chaque travée le plus grand moment négatif est aussi celle qui soumet les croisillons à la plus grande tension. Or, c'est dans le cas où la travée est seule chargée que ce maximum d'effet se produit.

Travées de rive. — Abscisse du point de la première travée où le moment de rupture est maximum, dans le cas où elle est seule chargée.

$$x = 24^{m}.175;$$

c'est un point du septième panneau.

Section des croisillons des travées de rive.

		millimètres quarrés.		mill. q.
Panneaux	7.	0	et en augmentant du tiers	»
	6 et 8.	2 363		3 150
	5 et 9.	4 726		6 300
	4 et 10.	7 089		9 450
	3 et 11.	9 452		12 600
	2 et 12.	11 815		15 750
	1 et 13.	14 178		18 900
	14.	16 541		22 050
	15.	18 904		25 200

Travées centrales. — Dans chaque travée centrale supposée seule chargée l'abscisse du point de tension nulle est

$$x = 38 \text{ mètres environ.}$$

Son extrémité tombe dans le dixième panneau.

Section des croisillons.

		millimètres quarrés.		mill. qu.
Panneaux	10.	0	et en augmentant la section du tiers	»
	9 et 11.	2 363		3 150
	8 et 12.	4 726		6 300
	7 et 13.	7 089		9 450
	6 et 14.	9 452		12 600
	5 et 15.	11 815		15 750
	4 et 16.	14 178		18 900
	3 et 17.	16 541		22 050
	2 et 18.	18 904		25 200
	1 et 19.	21 267		28 350
	20.	23 630		31 500

Les nombres précédents servent à répartir les croisillons en catégories aussi peu nombreuses que possible pour ne pas trop compliquer l'exécution, mais assez nombreuses pourtant pour qu'il n'y ait pas trop de fer perdu.

Nous avons adopté quatre catégories dont nous allons

donner la section détaillée à partir de celle qui comprend les plus petits croisillons. On verra par là que nos croisillons sont dans d'excellentes conditions de résistance (Pl. XII, *fig.* 1 à 8).

1° *Croisillon* D.

Première table.	$\frac{350}{10}$.	3 500
Deuxième table.	$\frac{350}{10}$.	3 500
Ame.	$\frac{540}{7}$.	3 780
Première doublure. . . .	$\frac{160}{7}$.	1 120
Deuxième doublure. . . .	$\frac{160}{7}$.	1 120
4 cornières.	$\frac{70}{70}$.	5 040
	Section.	18 060

2° *Croisillon* C.

Première table.	$\frac{350}{10}$.	3 500
Deuxième table.	$\frac{350}{10}$.	3 500
Ame.	$\frac{540}{7}$.	3 780
Première doublure. . . .	$\frac{330}{7}$.	2 310
Deuxième doublure. . . .	$\frac{330}{7}$.	2 310
4 cornières.	$\frac{70}{70}$.	5 040
	Section.	20 440

3° *Croisillon* B.

Première table.	$\frac{350}{12}$.	4 200
Deuxième table.	$\frac{350}{12}$.	4 200
Ame.	$\frac{540}{10}$.	5 400
Première doublure. . . .	$\frac{220}{7}$.	1 540
Deuxième doublure. . . .	$\frac{220}{7}$.	1 540
4 cornières.	$\frac{100}{100}$.	9 600
	Section.	26 480

4° *Croisillon* A.

Première table.	$\frac{350}{12}$.	4 200
Deuxième table.	$\frac{350}{12}$.	4 200
Ame.	$\frac{540}{10}$.	5 400
Première doublure. . . .	$\frac{330}{12}$.	3 960
Deuxième doublure. . . .	$\frac{330}{12}$.	3 960
4 cornières.	$\frac{100}{100}$.	9 600
	ection.	31 320

Des pièces de pont. — Comme nous l'avons déjà dit, les pièces de pont sont fixées à la partie inférieure des poutres.

Nous calculerons les dimensions qu'elles doivent avoir pour satisfaire aux cas les plus défavorables de surcharge.

Nous supposerons la pièce de pont simplement posée à ses deux extrémités et nous admettrons que chacune des voies se trouve chargée par l'essieu moteur d'une locomotive.

Établissons l'équation d'équilibre pour la partie DE (*fig.* 9, Pl.XVIII). Pour un point quelconque d'abscisse x, on aura en désignant AC par b, CD par l, et en appelant P le poids supporté par chaque rail, et p le poids uniformément réparti par mètre courant, et L la longueur totale de la pièce.

$$\frac{R'I}{V'} = \left(2P + \frac{pL}{2}\right)x - \frac{px^2}{2} - P(x-b) - P(x-b-l).$$

Cette équation simplifiée devient :

$$\frac{R'I}{V'} = P(2b+l) + \frac{pL}{2}x - \frac{px^2}{2}.$$

Le moment de rupture maximum est donné par l'équation :

$$\frac{pL}{2} - px = 0;$$

d'où

$$x = \frac{L}{2},$$

C'est-à-dire qu'il est au milieu de la pièce. Sa valeur est représentée par

$$\frac{pL^2}{8} + P(2b+l).$$

Dans notre cas particulier

$$P = 11\,260^k$$

décomposés comme il suit :

	kilog.
1° Poids d'une roue de locomotive mixte de 14 tonnes, sur l'essieu moteur.	7 000
2° Partie du poids de deux autres roues apportées sur la pièce de pont par les deux longerons, le poids de chacune de ces roues étant de 6 000 kilog. et l'écartement des essieux de $2^m,402$	
$r = \frac{3\,584 - 2\,402}{3\,584} \times 6000$.	3 960
3° Poids approximatif d'un longeron.	300
Total égal à P.	11 260

Quant à p, sa valeur est égale à 636 kilog., car la voie pèse $850 \times 3\,584 =$ 3 040
La pièce de pont pèse. 1 800
Ensemble. 4 840

et par mètre courant $\frac{4\,840}{7.60} = 636$ kilog.

On a de plus :

$$b = 1^m.00$$
$$l = 1\ .50$$
$$\mathbf{L = 7\ .60.}$$

En substituant on trouve

$$\frac{R'I}{V'} = 50757 \text{ kilogr.}$$

Nous avons établi un moment d'élasticité égal à 56 157 kilogrammètres, pour un travail de 6 kilogrammes par millimètre quarré.

Examinons maintenant s'il est nécessaire de conserver à la pièce de pont toute cette force dans ses autres parties et pour cela déterminons le moment de rupture maximum pour les portions CD et AC.

Pour la portion CD, en conservant les mêmes notations que précédemment et établissant l'équilibre d'un point quelconque, on aura :

$$\frac{R'I}{V'} = \left(P + \frac{pL}{2}\right) x + Pb - p\frac{x^2}{2}.$$

Le maximum est donné par

$$P + \frac{pL}{2} - px = 0;$$

d'où

$$x = \frac{L}{2} + \frac{P}{p}.$$

Cette abscisse dépassant le point D, le maximum possible dans la partie CD a lieu en D. On l'obtient en faisant dans l'équation

$$x = b + l.$$

Sa valeur est

$$k = 47\,944 \text{ kilogr.}$$

Nous supprimerons alors la fourrure à partir du point D, car le moment de résistance de la pièce ainsi simplifiée est encore de 53 200 kilogrammes.

Enfin en calculant de même le moment maximum pour la partie AC on reconnaît qu'il a lieu en C, et. qu'il est égal à

31 879 kilogr.

Ce qui permet de supprimer encore le fer plat du dessous, car le moment d'élasticité de la nouvelle pièce est encore de

43 250 kilogr.

En résumé la pièce de pont sera composée uniformément sur toute la longueur d'une âme de $\frac{900}{12}$ avec des cornières de $\frac{100}{100}$: de plus, au milieu et sur une largeur de $1^m.80$ elle sera renforcée d'une fourrure de $\frac{700}{12}$ et au milieu également, et sur $3^m.50$ de longueur d'un fer plat inférieur de $\frac{350}{12}$.

Il convient de remarquer que la pièce de pont a été supposée simplement posée sur ses appuis parce qu'elle doit

servir à l'entretoisement du pont, et qu'on a voulu l'établir de manière à donner le moins de tension possible aux deux extrémités, pour assurer la rigidité de l'attache et empêcher la déformation du cadre.

Des longerons. — Les longerons seront considérés comme simplement posés à leurs extrémités, la difficulté de déterminer leur degré d'encastrement empêchant d'en tenir compte dans le calcul ; d'ailleurs il est important, en cas de chocs, que ces pièces aient une résistance assez forte.

Ces pièces auront leur effort maximum au milieu, et la plus grande charge qu'un longeron puisse avoir à supporter est celle d'une roue motrice de locomotive, c'est-à-dire 7 000 kilogrammes.

Le moment de rupture en ce point sera donc égal à

$$\frac{7\,000}{2} \times \frac{3.584}{2} = 6\,272 \text{ kilogr.}$$

Car la longueur de chaque longeron est de $3^{m}.584$.

Le moment de résistance donné à cette pièce est plus que suffisant, car il est égal à

9 410 kilogr.

De la rivure et des couvre-joints. — Nous avons réuni les tôles continues qui forment la partie horizontale des tables supérieures et inférieures par cinq rangs de rivets espacés de $104^{mm}.5$ dans le rang. Cette rivure est suffisante pour assurer et au delà la solidarité des tôles. La réunion de la paroi verticale à la paroi horizontale a une rivure double de celle usitée en pareil cas.

La rivure du lattis sur les tôles verticales doit comporter un nombre de rivets de 25 millimètres, tels que leur section soit équivalente à la section d'une diagonale; or celle-ci étant au plus de 31 320 millimètres quarrés, c'est donc

64 rivets de 25 millimètres qu'il faudrait, soit 32 sur chaque table; nous en avons mis 44. Ce nombre dépasse le nombre nécessaire de plus du tiers.

Toute la rivure des croisillons A et B, des tôles horizontales, des tôles verticales, des panneaux pleins et des pièces de pont, sera en rivets de 25 millimètres.

L'exception faite pour les croisillons C et D tient à ce qu'ils renferment des cornières de $\frac{70}{70}$ qui seraient trop entamées par des rivets de ce diamètre. Tous les rivets qui attachent les pièces les unes aux autres sont aussi de 25 millimètres. Une seule exception est faite pour les cornières d'attache des longerons qui ont des rivets de 22. Les rivets employés dans toutes les autres parties du pont sont de 22 millimètres.

Nous n'entrerons pas dans le détail de nos couvre-joints. Une pareille description est inutile; notre épure de la distribution des tôles (*fig.* 4, Pl.XVIII), et les détails de couvre-joints que renferment nos planches, permettent de les étudier avec le plus grand soin.

Nous dirons d'une manière générale :

Que quand les rivets ne travaillent que pour une section, nous avons donné à ces rivets une section égale à celle des tôles augmentée de 1 dixième.

Que quand les rivets travaillent à deux sections, nous avons doublé leur section, et l'avons égalée à celle des tôles augmentée de 1 douzième.

Nous avons encore une remarque à faire sur une tôle particulière. En examinant notre épure de la distribution des tôles, on voit que sur les piles tous les joints des tôles horizontales sont concentrés sur le panneau plein pour permettre la jonction de deux travées consécutives; la quatrième tôle placée sur ce point ne sera considérée que comme couvre-joint des autres, sur le panneau plein ; mais en dehors du panneau, elle comptera pour la résistance.

Calcul des dimensions des piles. — Dans les ponts de

même portée, on a donné aux glissières qui supportent les poutres une longueur de $2^{m}.50$. Nous avons pensé qu'il convenait de porter cette longueur à $2^{m}.70$ attendu que les piles portent une charge plus considérable, puisqu'elles portent deux demi-grandes arches au repos, au lieu d'une demi-grande et une demi-petite.

La longueur de glissières (Pl. XIV, *fig.* 6 à 11) de $2^{m}.70$ suppose un tube de $3^{m}.60$ de diamètre; il reste à examiner si cette dimension satisfait aux conditions générales de stabilité de l'ouvrage. La charge maximum que supportera un tube à l'épreuve sera la moitié du poids d'une arche de $77^{m}.056$, pesant chargée 14 100 kilogrammes par mètre courant, c'est-à-dire un poids de 543 519 kilogrammes. Ce poids sera réparti au sommet du tube sur une surface de fonte de $2^{m}.70$ de longueur et de $0^{m}.85$ de largeur, c'est-à-dire sur 2 295 000 millimètres quarrés.

Cette pression ne dépasse pas un quart de kilogramme par millimètre carré; les empâtements successifs des plaques de fonte reportent cette pression sur une surface plus grande de maçonnerie, de telle sorte que à la section où les glissières reposent sur la pierre, la surface de contact sera devenue de $3^{m}.30$ de longueur sur $1^{m}.16$ de largeur, présentant ainsi une aire de 38 280 centimètres carrés. La pression par centimètre carré sera donc de $14^{k}.20$, pression que la pierre de Saint-Macaire, bien posée, peut parfaitement supporter.

Les empâtements successifs de la pierre porteront le poids sur la surface entière du béton, qui est de 99 488 centimètres carrés.

La pression sur le béton sera ainsi de $5^{k},45$ par centimètre carré.

Examinons maintenant ce que devient cette pression à la partie inférieure du tube.

Le tube pèse par mètre courant 3 600 kilogrammes. Il renferme par mètre courant $9^{mc}.95$ de béton, qui, à 2 000

kilogrammes par mètre (poids suffisant puisqu'il s'agit de béton gras et composé en partie de pierrailles calcaires) pesant 19 900 kilogrammes, donne pour poids total du mètre courant de tube placé à l'air libre, 23 500 kilogrammes.

Le poids du mètre courant placé dans l'eau sera seulement de 13 326 kilogrammes.

Le poids total supporté par la base d'un tube de la deuxième pile, dont la hauteur est la plus grande et qui est chargée du plus grand poids, s'obtiendra de la manière suivante :

	kilog.
1° Poids d'une travée.	543 319
2° Poids d'une glissière.	5 200
3° Assises de pierre de Saint-Macaire, qui dépassent l'arête supérieure.	11 000
4° Poids de la partie du tube située au-dessus du plan à 1^{m},50 au-dessus de l'étiage (niveau minimum).	200 000
5° Poids de la partie immergée de la cote 1^{m},10 à la cote prévue 15 90, c'est-à-dire sur une hauteur de 14^{m},80, à raison de 13 326 kilog. par mètre.	197 225
Total général de la pression	956 954

supportée par le fond de la construction, qui répartie sur une section de 101 736 centimètres quarrés donnent par centimètre quarré 9^{k}.40.

Cette pression n'est pas exagérée pour un sol en gravier pur reposant sur un tuf solide.

CHAPITRE III.

DESCRIPTION ET DÉTAILS D'EXÉCUTION DES FONDATIONS EMPLOYÉES AU PONT DE BORDEAUX.

Inconvénients des systèmes précédemment employés avec l'air comprimé. — Les colonnes tubulaires qui composent chaque pile ont été fondées en se servant de l'air comprimé.

On sait que dans les appareils employés jusqu'à cette époque pour cette opération, l'écluse à air ou chambre d'équilibre coiffait la partie supérieure du tube, et portait directement le contre-poids destiné à s'opposer au soulèvement ou à provoquer l'enfoncement.

Cette disposition a plusieurs conséquences fâcheuses.

Ainsi, quand, après un certain enfoncement, on est obligé d'augmenter la hauteur de la colonne par l'addition de nouveaux cylindres, il faut non-seulement déplacer la chambre d'équilibre, mais encore enlever tout le contre-poids qu'elle porte, et cette manœuvre est d'autant plus pénible et longue que ce contre-poids a plus d'importance.

En second lieu, lorsque le tube descend, le contre-poids pèse toujours dessus. Il suit le mouvement et agit constamment avec toute son intensité sans qu'il soit possible de l'arrêter, si la descente devient brusque ou si le tube a perdu son aplomb. Cet inconvénient est fort grave : il l'eût été surtout à Bordeaux où l'on passait subitement d'une couche de sable fort résistant à une couche d'argile molle, laissant descendre le tube de $1^{m}.50$ à 2 mètres sans discontinuité.

Ce danger conduit à ne se servir que de contre-poids faibles, augmentés seulement au fur et à mesure de la résistance trouvée, et le remède amène souvent un mal plus grand encore ; il provoque des relèvements brusques, que le moindre excès dans la pression intérieure rend très-dangereux et pourtant très-fréquents.

Enfin, ces différentes considérations, et surtout celle de la difficulté de placer sur le tube un contre-poids suffisant, amènent à opérer la descente des tubes au moyen du système dit des rentrées de terre, c'est-à-dire en lâchant brusquement l'air intérieur comprimé, et en profitant, pour désagréger le terrain sous le tranchant du tube par suite de la rentrée de l'eau. Mais cette rentrée de l'eau amène avec elle la rentrée des terres, et indépendamment de

l'inconvénient fort grave de troubler l'équilibre du terrain dans lequel on doit prendre la fiche pneumatique, l'entraînement du terrain produit par cette manœuvre est tel, que, dans la plupart des cas, le cube du terrain extrait de la colonne dépasse de quatre à cinq fois le cube théorique, ce qui est une grande aggravation pour le prix de revient et la durée du travail. Ces rentrées de terres ébranlent même quelquefois les tubes voisins, déjà considérés comme terminés.

Tels sont les inconvénients principaux signalés dans les systèmes employés avant la construction du pont métallique de Bordeaux, et la compagnie générale du matériel des chemins de fer qui avait l'entreprise des travaux est parvenue, par une combinaison heureuse d'appareils, à les éviter en grande partie, ainsi que nous allons le décrire très-sommairement.

Modification de la chambre d'équilibre (Pl. XVI, *fig.* 2).— Dans cette combinaison nouvelle, la chambre d'équilibre ou sas à air est formée par la colonne elle-même, dans laquelle on ajuste deux diaphragmes en tôle, qui servent de portes d'entrée et de sortie dans l'écluse. Par ce moyen, la chambre d'équilibre peut, une fois placée, ne plus être changée puisque l'addition des anneaux nouveaux se fait sans aucune difficulté.

Usage des presses hydrauliques. — Le contre-poids ne repose plus directement sur le tube; il repose sur l'échafaudage et son action ne se fait sentir sur le tube que lorsque l'on veut et dans la proportion que l'on désire, au moyen d'un joug qui est fixé soit à des presses hydrauliques, soit à des verrins, comme on l'a essayé depuis pour des ponts de moindre importance.

Cette disposition a reçu au pont de Bordeaux une de ses plus heureuses applications : elle est simple et pourtant amène une régularité parfaite dans les opérations qui jusqu'à présent avaient été si difficiles.

Ce joug, placé sur le tube, relié à deux pistons de presses hydrauliques, semble attaché à deux ressorts à boudins, prenant sur l'échafaudage leur point d'appui, et pouvant être tendus ou détendus selon que l'on a besoin de peser sur le tube ou de le soulager.

Si l'on trouve à l'enfoncement une résistance imprévue, on pèse sur le ressort et le tube s'enfonce. Si, la résistance vaincue, on rencontre ensuite un terrain mou, on soulage en détendant le ressort. En combinant ainsi, d'une part, le poids du système et la tension des ressorts, d'autre part, la réaction de l'air intérieur comprimé qui tend au soulèvement, il suffit d'un peu d'habitude pour arriver à un équilibre presque parfait.

Nous insistons sur cette innovation qui fait le plus grand honneur à l'entreprise, parce que, à notre avis, elle résout d'une manière complète la question des fondations tubulaires et présente sur les systèmes employés dans d'autres ponts l'avantage spécial de ne pas avoir un contre-poids qui reste constant ou augmente avec l'avancement du travail.

A l'inspection seule d'un manomètre on peut guider avec sûreté une masse aussi considérable que l'est une colonne qui pèse de 110 à 120 000 kilogrammes.

La nature et l'étendue de la présente notice ne nous permettent pas d'entrer dans des détails sur la composition des appareils ou machines qui ont servi à notre installation.

Diamètre des tubes. — Le diamètre extérieur des tubes est de $3^{m}.60$. C'est une dimension que l'on ne peut guère dépasser; car alors le volume de l'air à envoyer, de l'eau à épuiser du déblai à faire serait énorme.

Ce diamètre nécessité par la longueur des glissières qui a été portée à $2^{m}.70$ satisfait aux conditions générales de stabilité de l'ouvrage, car la pression par centimètre quarré, à la partie inférieure du tube, au moment des épreuves, est alors de $9^{k}.40$ (comme nous l'avons vu dans le chapitre qui

traite des calculs), pression qui n'est pas exagérée pour un sol en gravier pur, reposant sur un tuf solide.

Épaisseur des tubes. — L'épaisseur de $0^{m}.040$ adoptée pour la fonte est supérieure de $0^{m}.005$ à celle usitée. C'est la plus forte que l'on puisse admettre pour obtenir de la fonte, placée dans de telles conditions, une bonne résistance.

Joints. — Les joints des tubes sont tournés de manière que les surfaces s'appliquent bien exactement l'une sur l'autre (Pl. XV, *fig.* 6 à 19).

Un cordon en caoutchouc est placé dans l'angle du joint inférieur avec la rainure intérieure du tube inférieur. Il s'écrase en partie sous la pression du joint du tube supérieur et rend l'assemblage parfaitement étanche. Si, cependant, quelque fuite se déclare on la bouche avec du mastic de fonte, matté dans l'intervalle de $0^{m}.010$ laissé entre les deux nervures de deux tubes voisins. Ces nervures, percées à la machine, sont réunies et serrées à l'aide de boulons.

Écartement des tubes. — L'écartement des tubes est de $4^{m}.564$. Cet écartement est déterminé par la distance des poutres.

Superstructure. — Les tubes sont couronnés de chapiteaux en fonte dont les moulures sont destinées à la décoration du pont, et viennent se boulonner sur les cylindres supérieurs (Pl. XV, *fig.* 1 à 5).

On a jugé inutile d'entretoiser les tubes; les poutres du pont établissent un lien suffisant.

Immersion des tubes. — Pour l'immersion des premiers cylindres qui devaient descendre tout boulonnés sur une hauteur telle que la partie supérieure émergeât hors de l'eau, au moment où la partie inférieure toucherait le fond de la rivière, on ne pouvait songer à employer les treuils à mains, car cette hauteur atteignait 10 mètres, et le poids de la colonne à descendre d'un seul coup était de 40,000 kilogrammes environ.

On a imaginé alors de transformer la colonne en un ba-

teau flottant que l'on échouait progressivement. Pour cela, on faisait reposer sur les moises inférieures de l'échafaudage au niveau des plus basses mers, deux fortes poutres en bois sur lesquelles on descendait successivement les deux premiers cylindres que l'on boulonnait ensuite. Le cylindre supérieur portait un fond calfaté qui le rendait étanche. En montant, la marée soulevait cet ensemble, et permettait d'enlever les pièces de bois qui avaient servi de bâtis. En ajoutant successivement des anneaux, on augmentait ainsi la colonne flottante. Lorsque sa longueur était assez grande, on la mettait en place, on installait les plateaux de la chambre d'équilibre, puis mettant le tube en communication avec la pompe à air, on descendait pour démonter le plancher du fond. Le travail du déblai pouvait dès lors commencer.

Échafaudage. — Pont de service. — Le pont métallique a été monté et levé sur un pont fixe porté par les échafaudages qui ont servi à l'installation des fondations tubulaires et par des palées intermédiaires. Il a été exécuté en deux fois de manière à ne pas interrompre la circulation sur la Garonne. Les dispositions adoptées étaient celles employées dans tous les cas analogues. C'était un pont de service avec galeries latérales, supportant les chariots destinés au levage des pièces. Dans une nouvelle installation, on a reconnu qu'il conviendrait de supprimer ces galeries qui furent plus gênantes qu'utiles (Pl. XVI, *fig.* 1, 2 et 3).

Composition des équipes. — L'équipe employée au travail du fonçage des tubes se composait de :

2 hommes au fond pour l'accrochage et le changement des bennes.
1 — au guidage sur un plancher intermédiaire.
1 — au treuil.
2 — et le chef d'équipe à pousser le chariot et arrimer les bennes.
1 — garde au-dessus de la chambre d'équilibre pour écouter les signaux et fermer et ouvrir au moment de l'entrée et de la sortie.

Montage des déblais. — Le montage des déblais se faisait au moyen d'une transmission à vapeur. Cette transmission se composait d'un arbre traversant la paroi du tube par l'intermédiaire d'une boîte à étoupe, et commandé directement par une locomobile dont la courroie était allongée ou raccourcie suivant la descente; sur la partie intérieure de cet arbre étaient placés deux tambours qui commandaient les deux treuils ordinaires de la chambre d'équilibre, et le désembrayage se faisait par une poulie folle.

La marche normale ainsi obtenue était de six tournées de 34 bennes en 12 heures, soit un déblai de $26^{m3}.520$ en 24 heures : on a même fait quelquefois huit tournées. Le montage se faisait alternativement par l'une des portes, puis par l'autre quand la moitié de la chambre d'équilibre était remplie.

Pour vider les bennes une fois que la chambre d'équilibre était remplie, on faisait marcher les treuils à la main et on vidait les bennes dans un couloir en tôle qui communiquait avec une ouverture pratiquée dans la chambre d'équilibre, ladite ouverture étant fermée par une porte intérieure pendant le travail du déblai.

Alors, on laissait baisser la pression intérieure peu à peu de manière qu'il n'y eût pas de rentrée de terres provoquée par la rentrée de l'eau, puis quand la pression était assez faible, on exerçait par les presses un effort dont la limite était déterminée par l'importance du contre-poids, et qui était capable de produire en une seule fois le plus grand enfoncement possible. Quand on avait atteint cette limite, c'est-à-dire lorsque le contre-poids était soulevé, on installait à nouveau les appareils accessoires, les tringles d'accrochage, on chassait l'eau, puis on recommençait le déblai.

Bétonnage. — Lorsque la colonne était ainsi arrivée à fond, il fallait la remplir de béton.

D'après le cahier des charges, la composition du béton était la suivante :

Mortier :

1 mètre cube sable de rivière.
500 kilogrammes de chaux d'Echoisy

Béton

50 p. 100 de mortier.
60 p. 100 de pierres cassées à l'anneau $0^{m}.05$.
30 p. 100 de gravier.

Le mortier et le béton étaient fabriqués sur le pont de service lui-même ; les matériaux arrivaient par bateaux et étaient, autant que possible, directement déchargés sur le pont de service à l'aide d'un treuil commandé par la machine qui menait aussi le broyeur à mortier ; puis le béton était mené à la brouette dans un entonnoir en bois placé à l'air libre et disposé au-dessus du plateau supérieur de manière que son fond fût précisément au-dessus de l'une des portes de la chambre d'équilibre. Un autre entonnoir de même nature était placé en dessous et dans l'intérieur de la chambre d'équilibre. Chacun d'eux contenait environ $3^{m3}.30$.

Quand l'entonnoir supérieur était rempli, on ouvrait la porte du plateau supérieur, celle de l'inférieur étant fermée : on faisait couler le béton d'un entonnoir dans l'autre ; puis on fermait la porte supérieure. Les hommes se mettaient en équilibre, ouvraient la porte d'en bas et faisaient tomber le béton dans le fond du tube où ils descendaient pour régaler. Cette méthode a donné les résultats les plus satisfaisants : on est arrivé à écluser ainsi 40^{m3} de béton par 24 heures.

Une fois le béton arrivé à peu près à la hauteur de l'eau extérieure, on décomposait la partie supérieure de la colonne, on enlevait le sas à air ; on constituait définitivement la colonne, puis on remplissait le reste de béton en le jetant à air libre et régalant comme précédemment.

La colonne ainsi montée à hauteur était terminée en la couronnant par les assises de pierres de taille sur lesquelles sont fixées les glisssières qui supportent directement les poutres.

Fonçage du premier tube. — Par suite de dispositions spéciales et pour faire les débuts avec une difficulté moyenne le fonçage des tubes fut commencé à la troisième pile.

Le 27 janvier 1859, le tube un, pile trois, fut commencé, c'est-à-dire, que ce jour-là il toucha terre.

Les presses hydrauliques employées aux autres tubes n'étant pas arrivées, le contre-poids fut relié au tube par des tringles en fer venant s'accrocher au dernier cylindre de manière à empêcher le soulèvement.

Les équipes, au nombre de quatre, composées de huit hommes et d'un chef d'équipe, travaillaient par tournées de six heures. La tâche de chaque tournée était de vingt bennes de soixante-cinq litres. On en fit huit par vingt-quatre heures.

Du 27 janvier au 13 février, les enfoncements des tubes ont varié de $2^{m}.60$ à $0^{m}.20$, et l'enfoncement moyen par 24 heures ayant été de $0^{m}.60$, on arriva à fond après avoir eu à enlever un foisonnement de 1.30 par suite de rentrées de terre; c'est-à-dire après avoir eu à retirer en déblai 30 pour 100 de plus que le cube des tubes.

Le bétonnage fut commencé le 15 février, et comme dans le commencement il ne nous parut pas réunir les conditions voulues pour sa mise en place, nous le fîmes sortir et changer. Pendant cette opération, le 17 février, les quatre tringles qui s'opposaient au relèvement et qui avaient chacune 50 millimètres de diamètre, se cassèrent toutes à la fois, et le tube ressauta de quatre mètres, en entraînant avec lui quelques moises de l'échafaudage,

Ce soulèvement a été rapporté à la cause suivante : l'eau remplissait toute la partie inférieure du tube et venait même probablement baigner le dessous du plateau. Quand on fit marcher les pompes à air, l'air qui occupait un espace très-

restreint prit immédiatement une pression considérable, et cette pression se transmettant à l'eau qui touchait le plateau, fit briser les tringles.

On évita dans la suite cet accident en envoyant l'air directement dans la chambre d'équilibre dont les portes tombaient d'elles-mêmes, dès que l'égalité de pression était établie.

Cet accident avait provoqué dans le tube une rentrée de terre de $5^{m}.30$ d'élévation. On reprit le déblai le 21 février, et on essaya de le continuer en chargeant directement le tube de 20 tonnes de rails ; mais on ne put réussir à obtenir ainsi l'enfoncement primitif, et l'on attendit les presses qui aidèrent à terminer le 19 mars suivant. Le fonçage avait donc duré cinquante-deux jours.

Le bétonnage fut commencé le 21 et continué jusqu'à ce que l'on fût arrivé au plateau inférieur de la chambre d'équilibre; à ce moment il fallut vaincre une difficulté nouvelle. La chambre d'équilibre était au-dessous des hautes mers, et comme on espérait que les dix mètres de béton suffiraient pour permettre de travailler à l'air libre, on cessa d'envoyer de l'air, mais il n'en fut pas ainsi, et l'eau remonta. On était trop près du plateau de la chambre d'équilibre pour pouvoir épuiser, et pourtant il fallait enlever l'écluse à air pour achever la colonne.

On résolut alors de construire à l'air comprimé sur le béton un plancher bien étanche. Cette opération a réussi parfaitement, et l'on put ainsi terminer la colonne.

Pile 3, *tube* 2. — Dans le fonçage de ce tube, on n'a introduit d'autres modifications que le montage des bennes à l'aide de treuils mus par les hommes, et la sortie des déblais à l'extérieur par un treuil placé en dehors de la chambre d'équilibre. Les équipes furent réduites à deux, composées de huit hommes et d'un chef d'équipe. Le nombre de tournées fut de quatre par douze heures, et le cube extrait par tournée était de $1^{m3}.30$.

Piles 2 *et* 1. — Les quatre tubes qui composent ces deux piles ont été foncés sans incidents qui méritent d'être signalés. Commencées le 20 mai, elles furent terminées le 6 septembre suivant.

Pile 4. — Dans les précédents tubes, on avait essayé un appareil destiné à écouler les déblais en dehors du tube : à cet effet, on avait adapté au tube lui-même un entonnoir destiné à recevoir les déblais. Cet entonnoir portait deux portes analogues à celles de la chambre d'équilibre, de manière à écluser les déblais et à s'en débarrasser ainsi sans faire sortir les hommes et sans lâcher l'air.

Cette manœuvre n'avait pas bien réussi, et comme on était pressé, on l'abandonna pour revenir à une idée beaucoup plus simple qui donna les meilleurs résultats.

L'ouverture fut placée dans la chambre d'équilibre elle-même et munie d'une porte. Dès que le travail du déblai était achevé, on éclusait comme de coutume, puis on ouvrait la porte, et à l'aide d'un couloir en tôle placé à ladite ouverture, on écoulait les terres au dehors.

Dans le tube 2 de cette pile, le travail marchait très-régulièrement, lorsque, le 12 décembre au matin, une explosion brisa quatre des tubes de la chambre d'équilibre, sur une surface de 18 mètres carrés environ. Deux hommes furent tués.

La cause de cet accident resta inexpliquée. Quelques personnes crurent qu'il s'était dégagé, dans la couche d'argile que l'on traversait, des gaz hydrogénés qui, mélangés à l'air, prirent feu au contact des bougies des travailleurs, et formèrent ainsi un mélange détonant.

D'autres prétendirent que l'action des presses sur les tubes avait pu déterminer une fatigue dans la fonte qui composait la chambre d'équilibre, et amener une rupture que la pression intérieure avait facilitée.

Enfin, et c'est là l'opinion la plus accréditée, on pensa que la température pouvait avoir été une des causes de

cet effet. Ce 12 décembre, il faisait une des journées les plus froides de l'année. La température, au moment de l'accident, était de — 4°, et l'accident eut lieu à peu près au moment où la marée se mit à remonter brusquement. On imagina que la fonte qui, à la suite de la nuit froide qu'elle venait d'éprouver, avait pris à peu près la température extérieure de — 4°, ayant été subitement au contact de l'eau de la rivière, qui était à 8 ou 10° au-dessus de 0°, avait pu être soumise à une inégalité de tension suffisante pour provoquer la rupture, répétant ainsi l'expérience du verre d'eau, qui se coupe lorsqu'on le remplit d'eau bouillante.

Nous ne partageons aucune de ces opinions, et nous avouons n'avoir pas trouvé la cause de cet accident.

L'air s'était échappé brusquement. Le terrain remonta dans le tube d'une hauteur de $4^{m}.60$. On resta vingt-deux jours sans reprendre le travail, et, le 4 janvier, le fonçage fut continué et terminé sans accident.

Piles 5 *et* 6. — Depuis cette époque, les quatre derniers tubes composant ces deux piles furent conduits avec la plus grande rapidité et sans accidents. Il ne reste à signaler que l'introduction très-importante de la transmission à vapeur, qui rendit de si grands services. Elle doubla le nombre des tournées, et permit d'extraire, par vingt-quatre heures, un cube de $26^{m}.52$, correspondant à un approfondissement de $2^{m}.65$.

Le tableau suivant résume d'ailleurs la marche générale du foncage de toutes ces colonnes.

DÉSIGNATION des tubes.	COMMENCEMENT du forage.	FIN du forage.	NOMBRE de jours employés au fonçage.	ENFONCEMENT dans le sol.	VITESSE moyenne d'enfoncement par jour.	CUBE extrait.	OBSERVATIONS.
				mètres.	mètres.	mètres cubes.	
Pile 3. Tube 2.	19 avril 1859.	2 mai 1859.	13 jours dont 2 perdus.	10.40	0.80	108.489	
Pile 2. Tube 1.	20 mai —	4 juin —	16 — 7 —	7.80	0.49	75.089	
Pile 2. Tube 2.	18 juin —	27 juin —	10 jours.	7.90	0.79	78.618	
Pile 1. Tube 1.	21 juill. —	31 juill. —	11 jours.	7.52	0.68	80.467	
Pile 1. Tube 2.	29 août —	6 sept. —	9 jours.	7.90	0.88	73.948	
Pile 4. Tube 1.	24 oct. —	15 nov. —	22 jours dont 10 perdus.	13.69	0.62	100.056	
Pile 4. Tube 2.	6 déc. —	13 janv. 1860.	39 — 24 —	12.90	0.33	172.883	
Pile 5. Tube 1.	3 mars 1860.	17 mars —	14 — 5 1/2 —	15.52	1.11	164.242	
Pile 5. Tube 2.	23 mars —	5 avril —	14 — 3 —	15.70	1.12	166.383	
Pile 6. Tube 1.	17 avril —	2 mai —	15 — 5 1/2 —	17.03	1.13	166.869	
Pile 6. Tube 2.	8 mai —	20 mai —	12 — 3 —	15.84	1.32	159.475	

Nous avons compris dans les jours perdus les jours employés pour réparations, additions de cylindres, changements de chambre d'équilibre, etc..... Enfin, on remarquera que le précédent tableau ne comprend pas le premier tube, dont le fonçage a duré cinquante-deux jours, tandis que celui du dernier n'a duré que neuf jours, parce que ce premier tube ne peut être comparé à aucun des autres, puisqu'il a été foncé par les procédés ordinaires et sans l'usage des presses.

CHAPITRE IV.

DESCRIPTION ET DÉTAILS D'EXÉCUTION DES CULÉES.

Culées. — Les deux culées ont été construites en maçonnerie. L'une a été fondée sur pilotis avec grillages; l'autre dans un caisson foncé en bois que nous avons échoué sur des pieux battus au refus.

Culée rive droite. — Les fondations de la culée (rive droite) du pont sur la Garonne sont formées d'un massif de maçonnerie de moellons bruts et de chaux hydraulique évidé à sa partie supérieure et établi sur pilotis par l'intermédiaire d'un grillage et d'une plate-forme. Le vide supérieur est comblé par une maçonnerie sèche de moellons bruts posés à la main.

Leur périmètre est, en projection horizontale, celui de deux parallélogrammes adjacents ayant leurs côtés respectivement parallèles à l'axe du chemin de fer et au parement intérieur de la culée, dont la direction déterminée par l'alignement des maisons du quai Deschamps, fait avec celle de l'axe ci-dessus un angle de un degré.

La forme de ce périmètre se produit dans toutes les assises du massif des fondations et dans l'arrangement du pilotis, de son grillage et de sa plate-forme.

Ces deux parallélogrammes correspondant, le premier au corps principal de la culée sur lequel repose directement les poutres des travées métalliques, et le second aux murs en retour de la culée, qu'ils raccordent avec le remblai ; ce dernier se trouve en retraite de chaque côté de l'axe sur le premier, qui forme avant-corps.

Pilotis et grillage. — Les pilotis sont au nombre de 174, dont 11 ayant servi aux essais et déjà en fiche. Ils sont disposés sur seize rangées parallèles à l'axe sur la partie en avant-corps de la culée, dont huit à droite et huit à gauche.

A droite, la première rangée est fichée à 525 millimètres de l'axe de la culée, et les sept rangées restantes sont espacées de $1^{m}.025$ d'axe en axe, de sorte que la distance de l'axe de l'ouvrage à la dernière rangée est de $7^{m}.700$.

A gauche, la première rangée est fichée à $0^{m}.50$ de l'axe, la deuxième et la troisième sont espacées de 1 mètre d'axe en axe, et les cinq rangées, faisant le complément, de $1^{m}.040$. La distance de l'axe de l'ouvrage à la dernière rangée du côté gauche est également de $7^{m}.700$.

Les six premières rangées sont développées à droite et à gauche de l'axe, avec les espacements désignés ci-dessus, de manière à comprendre douze pilotis, dont sept pour la partie en avant-corps, et cinq pour la partie en retraite, fichés à $1^{m}.10$ d'axe en axe, ce qui donne une ligne de pilotis de $12^{m}.100$ de longueur, mesurée de l'axe du pilotis de bordage au derrière de la culée.

Les deux dernières rangées à droite et à gauche de l'axe comprennent chacune sept pilotis espacés de $1^{m}.100$ d'axe en axe, complétant les pilotis de l'avant-corps, ce qui donne une ligne de $6^{m}.600$ de longueur, mesurée d'axe en axe des pilotis extérieurs. Les rangées parallèles au parement intérieur de la culée, sur la partie en retraite, ont $5^{m}.64$ de longueur de chaque côté de l'axe, comprenant six pilotis sur chacun de ces côtés, et espacés comme il est dit

pour l'avant-corps puisque toutes les rangées sont parallèles.

Le grillage est composé de bois équarris de 30 centimètres pour les longrines et les traversines. Les longrines des six premiers cours à droite et à gauche de l'axe ont 13 mètres de longueur, et les deux cours de longrines de l'avant-corps des pilotis $7^{m}.50$.

Les sept cours de longrines de la partie en avant-corps parallèles à la face de la culée ont $16^{m}.30$ de longueur, les cinq cours de la partie en retraite $12^{m}.18$.

Les cours de madrier de 20 centimètres de largeur et 10 centimètres d'épaisseur pour la plate-forme, sont, pour la partie en avant-corps, au nombre de vingt-quatre ayant $15^{m}.70$ de longueur, et au nombre de vingt-six pour la partie en retraite ayant $11^{m}.58$.

Maçonneries jusqu'au niveau du sol. — Le massif de maçonnerie des fondations se compose :

I° D'une première assise, affectant la forme générale déjà décrite.

Les dimensions des côtés de la première partie en avant-corps, sont :

1° $15^{m}.40$ ($7^{m}.70$ de chaque côté de l'axe) pour les côtés parallèles au parement intérieur de la culée. Le premier de ces côtés est à $0^{m}.70$ en avant de ce parement ;

2° $5^{m}.40$ pour les côtés parallèles à l'axe.

Celles correspondantes dans la seconde partie en arrière corps sont :

1° $10^{m}.084$ ($5^{m}.042$ de chaque côté de l'axe) ;

2° 6 mètres. La longueur totale de cette première assise comptée sur l'axe est, d'après ces dimensions, de $11^{m}.40$.

II° D'une seconde assise de $2^{m}.60$ de hauteur, dont le périmètre extérieur a tous ses points en retraite de 35 centimètres sur celui de la première, d'où l'on déduit ses dimensions :

Parallèlement au parement intérieur de la culée.	1° $14^{m}.70$ ($7^{m}.35$ de chaque côté de l'axe) pour la partie en avant-corps. 2° $9^{m}.384$ ($4^{m}.692$ de chaque côté de l'axe) pour la partie en arrière-corps. 3° $2^{m}.658$ pour les deux retraites de chaque côté de l'axe de l'arrière-corps sur l'avant-corps.
Parallèlement à l'axe du chemin de fer.	1° $4^{m}.70$ pour la partie en avant-corps. 2° 6 mèt. pour la partie en arrière-corps. 3° $10^{m}.70$, longueur totale sur l'axe de la deuxième assise.

Cette seconde assise est évidée à l'intérieur selon un rectangle symétrique par rapport à l'axe de $5^{m}.60$ de côté parallèlement à cet axe, et de $4^{m}.984$ de côté parallèlement au parement intérieur de la culée. Les angles de ce rectangle sont arrondis par un quart de circonférence de 1 mètre de rayon tangent aux côtés adjacents.

Il reste donc pour les épaisseurs de maçonnerie pleine :

1° $2^{m}.90$ sur la face antérieure;

2° $2^{m}.20$ sur la face postérieure;

3° $2^{m}.20$ sur les faces latérales.

Maçonnerie depuis le niveau du sol jusqu'au-dessous des poutres. — Le massif en élévation affecte la forme du massif des fondations.

Ses principales dimensions sont les suivantes :

1° Parallèlement au parement intérieur de la culée, 14 mètres pour la partie en avant-corps, $8^{m}.684$ pour la partie en arrière-corps;

2° Parallèlement à l'axe du chemin de fer, 4 mètres pour la partie en avant-corps, 6 mètres pour la partie en arrière corps, 10 mètres de longueur totale.

Le rectangle d'évidement se continue et se termine par une voûte en pierres sèches.

Ce massif est en maçonnerie de moellons bruts et chaux hydraulique, parementée en pierres de taille de Saint-Macaire, de $0^{m}.70$ de queue moyenne, et couronné d'un

bandeau en pierre de taille de $0^m.47$ de hauteur d'assise et de $0^m.27$ de saillie.

Culée rive gauche. — Cette culée est commune au pont et au viaduc de Paludate qui lui fait suite.

Les fondations de cette culée sont formées d'un massif de maçonnerie de moellons bruts de chaux hydraulique établi dans un caisson dont le fond repose sur pilotis.

Sa forme est, en plan, celle d'un rectangle dont les grands côtés sont perpendiculaires à l'axe du pont, et les petits parallèles à ce même axe. Ce rectangle sert de fondation à la culée proprement dite du pont, et un avant-corps qui s'en détache du côté du viaduc forme la culée de cet ouvrage.

Pilotis. — Les pilotis sont au nombre de 96. Ils sont disposés sur 16 rangées parallèles à l'axe du chemin de fer, dont 8 à droite et 8 à gauche, espacées chacune de $1^m.066$ d'axe en axe, et 6 rangées transversales dont l'espacement d'axe en axe est de $1^m.10$.

La distance de l'axe de l'ouvrage à l'axe des deux dernières rangées est de $8^m.228$, ce qui donne une distance totale entre les axes des rangées extrêmes de $16^m.456$.

La distance entre les pieux extrêmes, dans le sens de l'axe de l'ouvrage est de $5^m.50$.

Caisson. — Sur les pilotis repose le caisson.

Il se compose :

1° D'une plate-forme faite de longrines et de traversines assemblées à mi-bois; c'est la partie la plus importante : destinée à recevoir les pilotis, elle doit supporter toute la charge. Les dimensions des longrines sont en équarrissage $\frac{0.30}{0.30}$, en longueur $16^m.70$; celles des traversines en équarrissage $\frac{0.33}{0.30}$, en longueur $6^m.60$. Les premières sont entaillées de $0^m.13$ aux assemblages, et les dernières de $0^m.12$.

Les traversines sont superposées aux longrines.

Un platelage de madriers de $0^m.10$ d'épaisseur posés sur

les longrines au niveau des traversines, et parallèlement à leur direction, remplit les vides du grillage que ces pièces forment entre elles.

Tous les joints de cette plate-forme sont soigneusement calfatés;

2° De parois verticales s'élevant sur les quatre côtés à l'aide de poteaux montants assemblés à tenons et mortaises avec les extrémités des longrines.

Les moises montantes sont reliées extérieurement et à leur sommet par des liernes horizontales, et intérieurement par quatre pièces diagonales simples.

Les montants sur les petits côtés sont reliés à leur sommet par des chapeaux assemblés à tenon et mortaise, et intérieurement par des pièces diagonales en croix de Saint-André.

Les dimensions de cette membrure sont;

Moises montantes.	1° Équarrissage : 25 sur 15 centimètres.	
	2° Hauteur.	1° 3m.50 pour les moises courantes du caisson.
		2° 4m.90 pour les moises s'élevant au-dessus du caisson et supportant le plancher dont il est parlé plus loin.
Pièces diagonales sur les grands côtés.	1° Équarrissage : 20 sur 15 centimètres.	
	1°	Grande longueur : 5m.80.
		Petite longueur : 4m.50.
Liernes horizontales des moises pendantes.	1° Équarrissage : 20 sur 15 centimètres.	
	2° Hauteur : 16m.30.	
Montants des petits côtés.	1° Équarrissage : 25 sur 20 centimètres.	
	2° Hauteur : 3m.20.	
Pièces diagonales en croix de Saint-André sur les petits côtés.	1° Équarrissage : 20 sur 15 centimètres.	
	2° Longueur : 7 mètres.	
Chapeaux des montants sur les petits côtés.	1° Équarrissage : 25 sur 25 centimètres.	
	2° Longueur : 6m.60.	

Sur la membrure ci-dessus décrite est posé un bordage de 0m.05 d'épaisseur dont tous les joints sont soigneusement calfatés.

Les angles sont renforcés par des contre-fiches horizontales de $\frac{0.20}{0.20}$ d'équarrissage et de $4^{m}.50$ de longueur.

Le caisson ainsi formé présente un vide rectangulaire de $15^{m}.80$ de longueur sur $5^{m}.50$ de largeur et $3^{m}.10$ de hauteur. Un plancher, supporté par seize moises montantes des grands côtés, fut établi pour recevoir les matériaux en dépôt pour la construction du massif en fondations. Il se composait de poutrelles reposant chacune sur deux moises montantes et deux contre-fiches dans les angles. Sur ces poutrelles étaient posés, parallèlement au grand axe du caisson, des soliveaux recouverts d'un platelage de $0^{m}.05$ d'épaisseur.

Les dimensions des pièces de ce plancher étaient :

1° Poutrelles.	Équarrissage. — 25 sur 25 centimètres. Longueur. — $6^{m}.60$.
2° Contre-fiches des poutrelles.	Équarrissage. — 25 sur 20 centimètres. Longueur. — $2^{m}.50$.
3° Soliveaux.	Équarrisage. — 20 sur 15 centimètres. Longueur d'une file. — $14^{m}.35$.

Une porte était pratiquée au travers du plancher pour communiquer avec l'intérieur du caisson.

Échouage du caisson. — Après le battage et le recepage des pieux, le caisson fut mis à flot et amené au-dessus du pilotis où il fut retenu et guidé pour l'échouage par des câbles d'amarre et des pieux de guidage.

L'échouage se fit d'abord à basse marée, en posant les assemblages à mi-bois de la charpente, exactement sur toutes les têtes des pieux. Une fois bien en place, on l'y maintint en laissant rentrer l'eau par des vannes pratiquées latéralement. On chargea le plancher de moellons de manière à avoir un poids tel, que le caisson vide d'eau avec ses vannes fermées ne pût commencer à flotter qu'à $1^{m}.60$ de calaison.

Maçonneries jusqu'au niveau du sol. — Le massif de fon-

dation jusqu'au niveau du sol se compose de deux assises.

La première établie sur le fond du caisson a les dimensions correspondantes au vide intérieur de ce dernier. La hauteur est de $3^{m}.10$.

La deuxième assise est en retraite de $0^{m}.375$ sur la première excepté au-dessous de l'avant-corps destiné au viaduc, où le parement du massif conserve son aplomb sur toute sa hauteur. Sa hauteur est de $1^{m}.30$.

Cette maçonnerie était exécutée par fractions et à des périodes intermittentes, ayant leur origine au moment où le niveau de l'eau à marée descendante était à la cote du fond du caisson, et se terminant à celui où le caisson tendait à flotter. Le travail cessait alors et on ouvrait les vannes pour l'indroduction de l'eau ; puis quand le niveau de l'eau était redescendu au niveau du fond du caisson, on se remettait à l'œuvre, on continuait la maçonnerie après avoir refermé les vannes et parfaitement nettoyé les surfaces qui avaient été immergées.

Les intermittences de travail diminuaient proportionnellement à l'accroissement de charge du caisson, à mesure de l'avancement de la construction.

Cette manœuvre avait pour but de maintenir le caisson constamment échoué sur les pilotis, et bien en place.

Maçonneries jusqu'au-dessous des poutres. — Le massit en élévation est de forme rectangulaire. Il a $14^{m}.00$ de plus grande largeur, perpendiculairement à l'axe du chemin de fer et $4^{m}.50$ de plus grande largeur parallèlement à cet axe.

Comme dans la culée rive droite, ce massif est en moellons bruts et chaux hydraulique, parementé en pierres de taille de Saint-Macaire.

Il est couronné d'un bandeau en pierre de taille de $0^{m}.47$ de hauteur et de $0^{m}.27$ de saillie.

CHAPITRE V.

DÉTAILS SOMMAIRES SUR LA CONSTRUCTION ET LE LEVAGE DE LA PARTIE MÉTALLIQUE.

Description générale. — Ainsi que nous l'avons déjà décrit avec détails, la superstructure métallique du pont de Bordeaux peut être décomposée en trois éléments principaux.

1° Le cadre composant, pour ainsi dire, la coupe en travers de l'ouvrage,

2° Les croisillons qui forment l'âme des poutres.

3° Les plates-bandes horizontales et verticales qui composent les tuyaux carrés destinés à résister aux efforts de tension et de compression.

Montage à l'atelier. — 1° Pour les cadres composés de deux pièces de pont, de deux montants verticaux et de deux entretoises, le tout était ajusté avec soin à l'atelier ; l'ajustage était fixé par des rivets d'arrêt, puis on le démontait et chacune des pièces passait à la machine à river qui les terminait.

2° Pour les croisillons, on montait les quatre cornières avec l'âme, on fixait comme précédemment l'ajustage par des rivets d'arrêt, puis on terminait encore à la machine à river, sauf pour les croisillons qui étaient fermés avec des cornières de $^{70}/_{70}$ que l'on rivait à la main.

3° Enfin les plates-bandes horizontales et verticales étaient montées sur des chantiers à l'atelier par longueurs de 30 à 35 mètres; on les arrêtait par des rivets à main sur des longueurs de 15 à 18 mètres puis on les terminait à la machine à river.

Montage sur le pont de service. — Il s'opérait comme suit:

1° Montage sur des chantiers élevés de $0^{m}.80$ environ des

plates-bandes horizontales inférieures par longueurs de 30 à 35 mètres.

2° Montage de la plate-bande verticale inférieure et intérieure et serrage de ladite plate-bande avec des boulons.

3° Montage des croisillons et des montants verticaux; ces derniers portant leurs goussets d'attache qui restaient à cheval sur la plate-bande verticale.

4° Montage des pièces de pont dans leurs goussets.

Arrêt pour repérer le cadre ainsi préparé et le mettre bien en direction.

5° Montage de la plate-bande verticale inférieure et extérieure; puis ce montage ainsi complété et arrêté, on commençait le rivage des plates-bandes verticales, des croisillons et des pièces de pont.

Ce travail complétait la partie inférieure du pont.

6° Dégauchissement des croisillons et montage de la plate-bande verticale supérieure et intérieure garnie de ses deux cornières horizontales.

7° Montage des entretoises supérieures.

8° Montage et serrage de la plate-bande verticale supérieure et extérieure, puis rivure supérieure des croisillons et des attaches. Entretoises, opération identique à celle pratiquée en bas.

9° Montage de la plate-bande horizontale supérieure et rivure.

10° Montage des longerons au fur et à mesure de l'avancement des travaux, puis rivure simultanée des contreventements supérieurs et inférieurs.

Plancher. — Le plancher est composé de madriers en chêne de $0^{m}.11$ d'épaisseur, posés en travers du pont, leur plan inférieur reposant sur le dessus des plates-bandes de champ, sur les longerons, les cornières des pièces de pont et les goussets d'attache du contreventement. Les madriers sont enduits de trois couches de coaltar.

Voie. — Les voies sont du système dit Brunel; les rails

sont inclinés de $^1/_{20}$ vers l'axe de la voie ; ils sont rivés à leurs selles et fixés au plancher par des vis à bois, à raison de trois par mètre courant placées alternativement à droite et à gauche ; enfin, un liteau en bois, placé à la distance du contre-rail est cloué sur toute la longueur de manière à retenir le gravier que l'on a répandu sur la voie pour empêcher les cas d'incendie provenant des charbons qui s'échappent des locomotives.

A l'extrémité et de chaque côté du pont, on a ménagé des rails pleins, fendus par le milieu, et glissant l'un sur l'autre à la manière des assemblages ordinaires de la menuiserie, pour faciliter la dilatation.

CHAPITRE VI.

DISPOSITIONS PRISES POUR LES ÉPREUVES ET DÉTAILS SUR LEURS RÉSULTATS.

Prescriptions de l'instruction ministérielle du 26 février 1858. — En approuvant le projet que nous avions préparé pour la construction du pont métallique de Bordeaux, l'administration avait ordonné de soumettre cet ouvrage, après achèvement, aux épreuves prescrites par l'instruction ministérielle du 26 février 1858.

Cette instruction veut qu'on éprouve sous un poids mort de quatre tonnes par mètre courant, agissant pendant huit heures consécutives d'abord sur chaque travée et chaque voie, puis sur toutes les travées ensemble et sur chaque voie. Dans les ouvrages où les voies sont dépendantes, il faut en outre éprouver les deux voies simultanément, d'abord par travée et ensuite ensemble.

L'application rigoureuse de cette instruction eût été fort longue, eu égard surtout au grand nombre de nos travées, et, sur notre demande, l'administration a consenti :

1° A nous dispenser des épreuves par travées sur chaque voie successivement;

2° A laisser faire les épreuves partielles par travées et sur les deux voies simultanément, en opérant sur plusieurs travées en même temps, mais séparées par des intervalles de deux travées laissées libres entre les travées éprouvées.

La même instruction ministérielle du 26 février 1858 prescrit de faire les épreuves au poids roulant :

1° Avec un train composé de deux machines de 60 tonnes chacune, remorquant un train de wagons chargés de 12 tonnes, en nombre suffisant pour couvrir au moins une travée, et marchant avec des vitesses de 20 à 35 kilomètres;

2° Avec un train composé de deux machines de 35 tonnes et de wagons chargés comme en grande vitesse, en nombre suffisant pour couvrir une travée, et marchant successivement avec des vitesses de 40 à 70 kilomètres.

Ces diverses épreuves devaient être faites d'abord sur chaque voie, puis sur les deux voies simultanément, en faisant marcher les trains parallèlement, puis en sens contraire.

L'exécution rigoureuse de ces principes eût présenté des dangers dans l'espèce. La voie qui rattache la gare du Midi à la construction métallique a 250 mètres de longueur seulement. Elle offre deux courbes alternes de 300 mètres de rayon, dont l'une placée dans la gare même aboutit non loin des plaques tournantes. Au départ, on se lancerait difficilement dans de semblables conditions, et il y aurait danger de passer sur les plaques tournantes avec célérité. D'ailleurs le service ne devrait jamais être fait qu'avec des vitesses amorties, à cause du rapprochement de la gare.

A la suite de ces observations, l'administration a consenti, le 2 août 1860, à réduire les épreuves à faire au poids roulant à celles qui sont prescrites pour les trains de mar-

chandises, sous la condition que, dans le service, la vitesse des convois serait réglée sur celle qui aurait servi de base aux épreuves.

Ainsi définies, les épreuves furent commencées le 13 août 1860 et terminées, pour le poids mort, le 22 du même mois.

Épreuve au poids mort (Pl. XVII). — Le 13 août 1860, on a amené, à trois heures du soir, sur le pont, travée n° 5 (en comptant de la rive droite à la rive gauche), 32 wagons partie R, partie T, dont moitié sur chaque voie; ce chargement débordait un peu les extrémités de la travée, qui a 77 mètres d'ouverture ; ensuite 30 wagons ont été amenés sur la travée n° 2, qui s'est trouvée débordée de $2^{m}.50$; la charge excédait un peu 8 tonnes par mètre courant. L'opération a été terminée un peu avant la nuit.

Le 14 août, à huit heures du matin, la flexion a été mesurée : elle avait atteint 40 millimètres au milieu de la poutre amont de la travée n° 2, 39 millimètres au milieu de la poutre aval, 30 millimètres au milieu de la poutre amont de la travée n° 5, et 25 millimètres au milieu de la poutre aval. La décharge a été commencée à neuf heures et terminée à midi. Le niveau des poutres vérifié de nouveau à trois heures du soir a été reconnu conforme sensiblement à celui de l'état primitif, sauf pour la poutre amont de la travée n° 2, qui s'est trouvée uniformément inférieure de 5 millimètres dans toute sa longueur (*).

(*) Dans les premières expériences, on a constaté la flexion par un nivellement fait sur le bord extérieur des tables, l'instrument étant placé sur une pile. Ce mode de constatation, employé dans de telles circonstances n'est pas exempt d'erreurs. C'est à une erreur de lecture ou de mesure de la cote d'avant qu'il faut attribuer l'abaissement général et uniforme de 5 millimètres, indiqué pour la poutre amont de la travée n° 2. Si un abaissement s'était produit en réalité, il aurait été progressif depuis les piles jusqu'au milieu de la travée.

Le 15 août, les épreuves ont été suspendues à cause de la fête.

Le 16 août, la travée n° 6 a été chargée de 30 wagons, et ensuite, la travée n° 3 de 29 wagons. Cette opération, commencée à 8 heures a été terminée à 11 heures 1/2 du matin. La décharge a été faite le 17 août; commencée à 7 heures du matin, elle a été terminée à 10 heures.

La flexion des poutres a été trouvée le 16 août, à 5 heures du soir, de :

39	millimètres	pour la	poutre	amont de la travée n°	6.
45	—	—	aval.		
35	—	—	amont	—	3.
40	—	—	aval.		

Le 17 août, à 6 heures du matin, avant la décharge, on a constaté les mêmes flèches. A 1 heure du soir, c'est-à-dire presque immédiatement après la décharge, les poutres avaient repris leur position primitive à 1 millimètre près.

Le même jour, 17 août, on a chargé la travée n° 7 de 22 wagons, puis la travée n° 4 de 30, enfin la travée n° 1 de 22 wagons ; cette dernière travée et la travée n° 7 sont adjacentes aux culées, et n'ont que 57 mètres d'ouverture.

Le chargement commencé à 3 heures n'a été terminé qu'à 8 heures du soir. La décharge a été faite le 18, de 11 heures 1/2 du matin à 3 heures du soir, après un stationnement de plus de 15 heures. Les flèches observées sous la charge le 18 août, à 8 heures et ensuite à 11 heures du matin, ont été trouvées identiques à 1 millimètre près, savoir :

27	millimètres	pour la	poutre	amont de la travée n°	7.
31	—	—	aval.		
36	—	—	amont	—	4.
32	—	—	aval.		
16	—	—	amont	—	1.
15	—	—	aval.		

Après la décharge, le 18 août, vers 4 heures du soir, les poutres avaient repris leur position primitive.

Le 19 août, on a chargé la voie d'amont en son entier de 91 wagons, dont 78 R, 10 T, 3 J formant ensemble la longueur comprise entre les culées. Le chargement commencé à 6 heures du matin par la travée n° 7 a été terminé à 10 heures. On a commencé à le retirer à 6 heures du soir, après un stationnement de 8 heures, et la décharge a été complétée à 9 heures du soir.

Vérification des flèches. — Les flèches ont été vérifiées immédiatement après le chargement, soit à 10 heures 1/2 du matin, à 3 heures du soir, et aussi à 5 heures 1/2 avant le déchargement. On les a trouvées sensiblement pareilles dans ces trois opérations. Elles ont atteint, savoir ;

Pour la poutre amont :

10	millimètres	au	milieu de la travée	n° 1.
15	—	—	—	2.
9	—	—	—	3.
11	—	—	—	4.
13	—	—	—	5.
13	—	—	—	6.
9	—	—	—	7.

Pour la poutre aval :

3	millimètres	au	milieu de la travée	n° 1.
7	—	—	—	2.
3	—	—	—	3.
6	—	—	—	4.
6	—	—	—	5.
9	—	—	—	6.
7	—	—	—	7.

Pendant le déchargement, les flèches ont varié selon la position de la charge restante, et après l'enlèvement complet, le niveau primitif a été repris du moins par les deux seuls points qu'on a pu vérifier à cause de l'heure avancée.

Le lendemain 20 août, à 9 heures du matin, les poutres ont été nivelées de nouveau, et trouvées à 2 millimètres près au niveau primitif.

Le 21 août, la voie d'aval a été chargée de 91 wagons, comme il avait été fait deux jours auparavant pour la voie amont qui est restée libre. Cette charge occupait toute la longueur du pont; entreprise à 7 heures du matin, elle a été achevée à 10 heures 3/4.

Le déchargement a été commencé à 5 heures 50′ du soir, après un stationnement de 8 heures, et terminé dans la même journée à 8 heures 1/2.

Les flèches ont été mesurées pendant l'opération même du chargement, aussi bien que pendant celle du déchargement, et l'on a constaté qu'elles variaient avec la position de la charge. Ainsi, une travée libre se relevait notablement quand on chargeait la travée voisine. Les flèches, mesurées après le chargement complet, à 11 heures et à 2 heures du soir, ont été trouvées égales à 1 millimètre près à 5 heures 30′ avant le déchargement.

Elles ont atteint, savoir : Pour la poutre aval :

8	millimètres	au	milieu de la travée	n° 1.
14	—	—	—	2.
13	—	—	—	3.
10	—	—	—	4.
13	—	—	—	5.
18	—	—	—	6.
5 et plus tard 6	—	—	—	7.

Pour la poutre amont :

3	millimètres	au	milieu de la travée	n° 1.
10	—	—	—	2.
3	—	—	—	3.
4	—	—	—	4.
7	—	—	—	5.
4	—	—	—	6.
6	—	—	—	7.

On a constaté en même temps que la charpente métallique s'était déversée légèrement vers l'amont, soit de 7 millimètres pour la cinquième travée, et de 4 pour la septième.

Immédiatement après la décharge dans les trois travées que l'on a pu exactement vérifier, les poutres ont repris leur position à l'aval, et à l'amont elles ont paru s'être relevées de 1 à 2 millimètres (*).

Le 22 août, on a chargé les deux voies du pont avec 10 wagons T, 3 J, 167 R et deux machines Engerth. Commencé à 7 heures, le chargement n'a pu être terminé qu'un peu avant 11 heures du matin. Le déchargement a été entrepris à 7 heures du soir et n'a été achevé qu'à 11 heures 30′ le même jour. Les flèches vérifiées à 11 heures, aussitôt la charge faite, à 3 heures du soir et à 6 heures, ont accusé des différences de 1 à 2 millimètres pour la première période, de 1 millimètre pour la seconde.

Elles ont été en définitive pour les sept travées respectivement en procédant du n° 1 au n° 7; savoir, pour la poutre amont :

17; 22; 13; 22; 22; 23; 17

(*) Pendant les épreuves la température a varié en raison de l'heure et aussi de l'état du ciel (serein ou couvert). Il en est résulté des mouvements très-sensibles sur les glissières de deux culées, en dilatation le jour, en retrait la nuit. Ils ne se sont pas manifestés sur les piles; on doit croire qu'elles ont suivi le mouvement de la superstructure métallique et qu'elles se sont inclinées vers la culée la plus proche ou vers le milieu du fleuve, selon qu'il y a eu allongement ou retrait sur la longueur initiale de chaque travée au moment de la pose. Mais avant d'avoir acquis la tension suffisante, pour entraîner par frottement les piles dans leur mouvement de dilatation, les travées ont pu s'arquer légèrement et se soulever sensiblement surtout en leur milieu. Ce serait à cette circonstance qu'il faudrait attribuer les relèvements de 1 à 2 millimètres que l'on a constatés sur les repères fixes, soit pendant la durée du chargement soit après le déchargement. La fixité de l'échafaudage qui portait ces appareils a été d'ailleurs vérifiée; on a reconnu qu'ils étaient immuables à l'arrivée de la haute mer.

pour la poutre aval :

10 ; 21 ; 21 ; 19 ; 22 ; 22 ; 9.

Immédiatement après la décharge, les poutres qu'on a pu observer avaient repris leur position primitive, à 1 ou 2 millimètres près ; la travée n° 5 était restée abaissée de 1 à l'amont et de 2 à l'aval ; la travée n° 6 de 1 millimètre de chaque côté, et la travée 7 de 1 millimètre à l'aval.

Épreuves au poids roulant. — Les épreuves au poids mort ainsi accomplies, avec des résultats satisfaisants, on a fait les préparatifs nécessaires pour recueillir l'indication des mouvements que devait subir le pont au passage des trains en mouvement. A cet effet des feuilles de zinc perpendiculaires à l'axe du pont ont été placées verticalement sur les échafaudages encore subsistants sous les 4e, 5e, 6e et 7e travées.

Au droit de ces feuilles solidement assujetties, les poutres portaient une pointe fine d'acier contre laquelle les feuilles étaient pressées par un ressort de manière à y tracer toutes les courbes que, dans la trépidation produite par le passage des trains, elle devait décrire. Une feuille était placée, tant en amont qu'en aval au droit du milieu desdites quatre travées ; et en outre, il en avait été placé près des 5, 6 et 7e travées, au premier quart et au troisième de leur ouverture.

Sur les autres travées, nos 1, 2, 3, les échafaudages ont été démolis longtemps avant le commencement des épreuves, et la compagnie a été dispensée, par décision de l'administration supérieure, de les rétablir pour servir à ces expériences ; nous n'avons trouvé aucun moyen d'y suppléer, et, en conséquence, les observations ont été restreintes aux quatre dernières travées.

Le 17 septembre, un train a été composé de deux machines Engerth en feu, pesant 56 tonnes chacune et de qua-

torze wagons T chargés de 9 mètres cubes de ballast, soit de 16 tonnes chacun, formant ensemble une longueur totale de 102 mètres, non compris les machines.

Ce train a été lancé à 3 heures 59 minutes du soir à partir de la gare Saint-Jean. On a compté le temps lorsqu'il a atteint le passage à niveau, origine des travaux du raccordement des chemins de fer d'Orléans et du Midi, et l'on a constaté que le passage avait eu lieu sur la culée du viaduc après 38′
sur la culée (rive gauche du pont). . . . . après 57″
sur le milieu . . . . . après 83″
sur la culée (rive droite) . . . . . après 96″

Sachant que le viaduc a 132 mètres de longueur, la moitié du grand pont 250, on conclut que la vitesse moyenne dans la traversée du viaduc a été de . . . 25 kilomètres,
dans le parcours de la première moitié du grand pont. . . . . 35 kilomètres,
dans celui de la deuxième moitié *id.* 70 kilomètres.
Le train s'est accéléré dans cette dernière à cause de la pente.

Une seconde expérience a été faite à 4 heures 30 minutes du soir. Le passage aux points marqués ci-dessus, a eu lieu respectivement à 31″, 47″, 72″ et 95″, ce qui correspond à des vitesses moyennes de 30 kilomètres pour la traversée du viaduc, et 36 à 40 kilomètres pour celle du grand pont.

Enfin, une troisième épreuve a eu lieu à 4 heures 59 minutes du soir dans les mêmes conditions, mais avec des vitesses amorties. Les temps marqués comme ci-dessus, ont été respectivement de 55″, 78″, 114″, 153″ correspondant à des vitesses de 21 kilomètres pour le parcours du viaduc et de 25 et 23 kilomètres pour le parcours des deux moitiés du grand pont.

Le retour du train ainsi lancé a été fait en refoulant avec une vitesse approximative de 7 kilomètres et demi ; on a tenu compte également des mouvements que ce passage ralenti a imprimé à l'ouvrage.

Il est impossible de donner une idée même approchée des figures qu'a tracées chaque pointe d'acier sur la feuille de zinc qui lui était opposée. Non-seulement les grands mouvements de la charpente métallique y sont marqués, mais encore les moindres frémissements du tablier y ont laissé leur empreinte, soit pendant le passage du train sur la travée même à laquelle était attaché le stylet, soit avant d'y parvenir, ou après l'avoir dépassé, alors qu'il parcourait les autres travées ; toutefois dans ces figures, on distingue très-nettement l'amplitude maximum que le tablier a atteint, soit dans son abaissement, lorsque la charge lui était immédiatement imposée, soit dans son soulèvement lorsqu'on était sur les travées adjacentes. Cette amplitude, comme on devait s'y attendre, est plus grande pour le point milieu de la travée, que pour les autres indices placés au quart de son ouverture.

On reconnaît très-nettement encore que le tablier s'est déversé vers l'amont au moment où la travée observée entrait en charge et qu'il se déversait vers l'aval, au contraire, lorsqu'il était soulevé.

Ce déversement paraît sensiblement proportionnel à l'amplitude de l'abaissement ou de la surélévation ; il est accusé pareil par les indices de la tête amont, comme par ceux de la tête aval, bien que l'abaissement de ceux-ci ait été moindre que pour ceux-là.

Le tableau suivant montre rapprochées l'une de l'autre, les flèches maximum d'abaissement ou de relèvement (celles-ci marquées du signe +) ainsi que le déversement ou la quantité dont le tablier s'est éloigné de la tablette fixe (le rapprochement est marqué par le signe —).

INDICATION des observations faites.		TRAVÉE n° 7.			TRAVÉE n° 6.			TRAVÉE n° 5.			TRAVÉE n° 4.	OBSERVATIONS.
		n° 4	n° 7 Milieu	n° 11	n° 5	n° 10 Milieu	n° 15	n° 5	n° 10 Milieu	n° 15	n° 10 Milieu	
Première épreuve sur la voie d'aval.												
Flèche maxima.	Aval —	12	15	12	17	20.5	14	15	19	11	20	Vitesse de 35 kilomètres à l'heure dans le parcours des travées n°s 7, 6, 5, 4, et de 70 kilomètres dans le surplus.
	Aval +	3	3	2	3.5	4.5	4	3.5	5	5	5	
	Totales. . .		18			25			24		25	
	Amont —	6	8	6	8	11	8	7.5	10	7 5	10	
	Amont +	2	2	1.5	2	3	2.5	2.5	4	4	4	
	Totales. . .		10			14			14		14	
Déversement ou écart.	Aval —	2	3	2	1.5	1.5	1.5	1.5	3.5	1.5	3	
	Amont —	1.5	2.5	2	2	3	2	2	3	2	3	
Amplitude horizontale.	Aval. . . .	4	3	3.5	3	3.5	3	4.5	5	4	3.5	
	Amont. . .	3	3	3	3	3	3	5	5.5	4.5	3	
Deuxième épreuve sur la voie d'aval.												
Flèche maxima.	Aval —	12	15	12	17	20.5	14	15	19	11	20	Vitesse de 36 kilom. dans le parcours des 7e, 6e, 5e, 4e travées et de 40 kilomètres dans le surplus.
	Aval +	3	3	2	3.5	4.5	4	3.5	5	5	5	
	Totales. . .		18			25			24		25	
	Amont —	6	8	6	8	11	8	7.5	10	7.5	10	
	Amont +	2	2	1.5	2	3	2.5	2.5	4	4	4	
	Totales. . .		10			14			14		14	
Déversement ou écart.	Aval —	2	3	2	1.5	1.5	1.5	1.5	3.5	1.5	4	
	Amont +	1.5	2.5	2	2	3	2	2	3	2	3	
Amplitude horizontale.	Aval. . . .	4	3	3.5	4	4	4	6	8	7	6.5	
	Amont. . .	3	4.5	3	3	4.5	4	6	8	7	4	
Troisième épreuve sur la voie d'aval.												
Flèche maxima.	Aval —	12	15	12	17	20.5	14	15	19	11	20	Vitesse de 25 kilom dans le parcours des travées n°s 7, 6, 5, 4, et de 23 dans le surplus.
	Aval +	3	3	2	3.5	4.5	4	3.5	5	5	5	
	Totales. . .		18			25			24		25	
	Amont —	6	8	6	8	11	8	7.5	10	7.5	10	
	Amont +	2	2	1.5	2	3	2.5	2.5	4	4	4	
	Totales. . .		10			14			14		14	
Déversement ou écart.	Aval —	2	3	2	1.5	1.5	1.5	1.5	3.5	1.5	4	
	Amont +	1.5	2.5	2	2	3	2	2	3	2	3	
Amplitude horizontale.	Aval. . . .	4	3	3.5	4	4	4	6	8	7	6.5	
	Amont . .	3	4.5	3	3	4.5	4	6	8	7	4	
Retour du train après ces trois épreuves.												
Flèche maxima.	Aval —	12	15	12	17	20.5	14	15	19	11	20	Vitesse de 7 kilomètres 1/2.
	Aval +	3	3	2	3.5	4.5	4	3.5	5	5	5	
	Totales. . .		18			25			24		25	
	Amont —	6	8	6	8	11	8	7.5	10	7.5	10	
	Amont +	2	2	1.5	2	3	2.5	2.5	4	4	4	
	Totales. . .		10			14			14		14	
Déversement ou écart.	Aval —	2	3	2	1.5	1.5	1.5	1.5	3.5	1.5	3.5	
	Amont +	1.5	2.5	2	2	3	2	2	3	2	3	
Amplitude horizontale.	Aval. . . .	2.5	2	2	2.5	4.5	4	1.5	2	1.5	1.5	
	Amont. . .	1.5	2	2	3.5	4.5	3.5	1.5	2	2	1.5	

Les épreuves du poids roulant sur la voie d'amont et sur les deux voies simultanément ont dû être ajournées, par suite de la non-exécution de la voie d'amont sur l'une et l'autre rive aux abords du pont et du viaduc.

Le 9 octobre, la susdite voie se trouvant exécutée, sur la rive droite, sur une longueur de près de 1 kilomètre précédant le pont ; sur la rive gauche jusqu'à la gare Saint-Jean, à la suite du viaduc, circonstance qui permettait de mettre sur les deux ouvrages des trains en circulation, dans des conditions analogues à celles qui pourront se présenter dans l'exploitation, il a été procédé, comme il suit, à la continuation et à l'achèvement des épreuves au poids roulant.

Ces épreuves ont d'abord été faites sur la voie d'amont, au moyen d'un train composé de deux machines Engerth, en feu, du poids de 56 tonnes chacune, remorquant 15 wagons R, pesant avec leur chargement de ballast 14 tonnes chacun, plus un wagon RT, du poids de 6 tonnes, formant ensemble une longueur de 108 mètres.

Des mesures semblables à celles adoptées lors des épreuves du 17 septembre précédent avaient été prises pour constater la vitesse du train et recueillir sur des plaques de zinc les traces des effets de son passage.

Dans une première expérience, ce train, partant de la gare Saint-Jean, a traversé le pont avec une vitesse de 30 kilomètres ; il a parcouru cet ouvrage au retour avec une vitesse de 7 à 8 kilomètres. Dans une troisième expérience, il l'a parcouru avec une vitesse de 17 kilomètres.

Une deuxième série d'épreuves a été faite ensuite sur les deux voies simultanément.

Un train pareil à celui que nous venons de décrire avait été préparé pour circuler sur la voie d'aval.

Deux trains ont été d'abord mis en marche dans le même sens et de front, avec une vitesse qui a été de 24 kilomètres sur le pont, puis on a recommencé avec une vitesse qui a

été de 17 kilomètres sur le pont; enfin, on a fait une troisième expérience avec une vitesse de 7 à 8 kilomètres.

La troisième série d'épreuves a consisté à faire marcher les deux trains en sens inverse.

Dans une première expérience, le train, partant de la gare, a couru sur la voie amont avec une vitesse de 21 kilomètres; l'autre, parti de la plaine (rive droite), a couru sur la voie aval avec une vitesse de 15 kilomètres; ils se sont croisés sur la cinquième travée du grand pont.

Dans la seconde, les deux trains marchaient avec une vitesse sensiblement égale et de 7 à 8 kilomètres. Le croisement a également eu lieu sur cette cinquième travée.

Les tableaux ci-après font connaître les résultats saillants de ces diverses épreuves, auxquels s'appliquent les mêmes observations qu'à ceux des épreuves du 17 septembre.

Enfin, dans l'intervalle qui s'est écoulé entre les épreuves de la deuxième et de la troisième série, on a fait stationner les deux trains sur la septième travée, afin de constater la flexion qu'ils occasionneraient sur les trois pièces de pont correspondant aux montants nos 7, 3 et 11, soit au milieu et au demi-milieu de la pièce.

Cette épreuve au poids mort d'une pièce de pont a duré une heure, et a donné les résultats suivants :

Les extrémités de la pièce de pont, correspondant au montant n° 3, se sont abaissées, celle d'amont de $13^{mm}.5$, celle d'aval de $14^{mm}.5$. Le milieu s'est abaissé de $13^{mm}.5$, c'est-à-dire qu'il est resté de niveau avec l'extrémité amont de la pièce, et a fléchi de 1 millimètre par rapport à l'extrémité d'aval.

Les extrémités de la pièce de pont correspondant au n° 7, soit au milieu de la travée, se sont abaissées, celle d'amont de 18 millimètres, celle d'aval de $18^{mm}.5$. Le milieu de la pièce s'est abaissé de 19 millimètres, soit de $1^{mm}.5$ de plus que l'extrémité d'amont, et 1/2 millimètre de plus que l'extrémité d'aval.

Les deux extrémités de la pièce correspondant au montant n° 4 se sont abaissées également de 14 millimètres, et le milieu de la pièce a fléchi par rapport à ses extrémités de $1^{mm}.5$.

Ces flexions se sont manifestées aussitôt que le chargement a été effectué; elles ont immédiatement disparu avec lui. Pendant ces diverses observations, la température n'a varié qu'entre 15°.5 et 16°.5 centigrades, d'où est résulté un mouvement de dilatation de 0 millimètre à 3 millimètres, suivi d'une contraction de 1 millimètre mesurée à l'extrémité droite du pont.

ÉPREUVES AU POIDS ROULANT.

JOURNÉE DU 9 OCTOBRE 1860.

INDICATION des effets observés.		TRAVÉE n° 7.			TRAVÉE n° 6.			TRAVÉE n° 5.			TRAVÉE n° 4.	OBSERVATIONS.
		n° 4	n° 7 Milieu	n° 11	n° 5	n° 10 Milieu	n° 15	n° 5	n° 10 Milieu	n° 15	n° 10 Milieu	
Première épreuve à midi 17′ sur la voie d'amont seulement. (Vitesse de 30 kilomètres.)												
Flèche maxima.	Aval —	6	8	6	9	11	8	8	11	6.5	11	L'appareil n'a pas donné de résultats.
	Aval +	2	2.5	2	3	3.5	3	3	4	8.5	4	
	Totale. . .		10.5			14.5			15		15	
	Amont —	12	»	»	»	»	»	15	20	14	20	
	Amont +	»	»	»	»	»	»	3.5	5.5	6	5	
	Totale. .								25.5		25	
Déversement ou écart.	Aval —	2	2	1.5	3	4	2.5	2	3	2	3	
	Amont +	1.5	»	»	»	»	»	2	2.5	2	3	
Amplitude horizontale.	Aval. . .	2	2	1.5	2	2	2	2	2	2	2	
	Amont. . .	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1	2	2	2	2.5	
Retour du train après la première épreuve. (Vitesse de 7 à 8 kilomètres.)												
Flèche maxima.	Aval —	6	8	6	9	11	7.5	7.5	10	6	11	
	Aval +	2	2.5	2	3	8	3	3	4	4	4	
	Totale. . .		10.5			14			14		15	
	Amont —	12	15	12	17	20	14	15	20.5	14	21	
	Amont +	3	3	2	4	4	4	4	5	5	5	
	Totale. . .		18			24			25.5		26	
Déversement ou écart.	Aval —	1.5	2	1.5	3	4	2.5	2	3.	2	3	
	Amont +	1.5	1.5	1.5	2	3	2	1.5	2	1.5	2.5	
Amplitude horizontale.	Aval. . .	1.5	1.5	1	1	1.5	1	2	1.5	1	1.5	
	Amont. . .	1	1	1	1.5	1.5	1	1	1	1	2	
Deuxième épreuve à midi 40′. (Vitesse de 17 kilomètres.)												
Flèche maxima.	Aval —	6	8	6	9	11	8	8	10	6	11	
	Aval +	2	2.5	2	3	3.5	3	2.5	3.5	3.5	4	
	Totale. . .		10.5			14.5			13.5		15	
	Amont —	12	15	11.5	16.5	20	»	15	20	15	20	
	Amont +	3	3.5	2	3.5	4	»	3.5	4.5	3.5	5	
	Totale. . .		18.5			24			24.5		25	
Déversement ou écart.	Aval —	2	2.5	1.5	2	3	2	2	3	2	3	
	Amont +	1.5	2	1.5	2	3	»	1.5	2	2	2.5	
Amplitude horizontale.	Aval. . .	2	1.5	1.5	1.5	2	1	1.5	1.5	1.5	1.5	
	Amont. . .	1.5	1.5	1.5	1.5	1 5	1	1	1.5	1.5	2	

Suite du tableau précédent.

INDICATION des observations faites.			TRAVÉE n° 7.			TRAVÉE n° 6.			TRAVÉE n° 5.			TRAVÉE n° 4.	OBSERVATI
			n° 4	n° 7 Milieu	n° 11	n° 5	n° 10 Milieu	n° 15	n° 5	n° 10 Milieu	n° 15	n° 10 Milieu	
3e *épreuve : sur les deux voies, les trains marchant dans le même sens à* 1h.02′ *soir ;* (vitesse de 25 kilomètres : de Bordeaux à Paris).													
Flèche maxima.	Aval	—	17	22	18	24	31	»	22	30	18	29	
		+	»	5	3	6	7.5	»	5.5	6	9	6	
	Totale. . .			27			38.5			36		35	
	Amont	—	17	22	17	25	30	22	22.5	30	21	30	
		+	5	5.5	4	6	7	7	6	8	9.5	6	
	Totale. . .			27.5			37			38		36	
Déversement ou écart.	Aval	—	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Amont	+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Amplitude horizontale. . .	Aval. . . .		2	2	1.5	1.5	2.5	1.5	1	1.5	2	2	
	Amont. . .		2	2	2	2	1.5	1.5	2.5	2	2	2.5	
Retour des deux trains ; (vitesse de 7 à 8 kilomètres).													
Flèche maxima.	Aval	—	17	22	18	25	31	21.5	22	30	18	29.5	
		+	5	6	3.5	6.5	7	7	6	8	8	6.5	
	Totales. . .			28			38			38		38	
	Amont	—	18.5	»	18	25	31	22	22.5	31	20.5	31	
		+	5	6	3.5	6	6.5	6	6.5	8.5	9.5	8.5	
	Totales. . .			»			37.5			39.5		39.5	
Déversement ou écart.	Aval	—	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Amont	+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Amplitude horizontale. . .	Aval. . . .		1.5	1.5	1	1	2	1	1	1.5	1.5	2	
	Amont. . .		1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1	1.5	1.5	2.5	
4e *épreuve : les trains marchant ensemble dans le même sens que ci-dessus à* 1h.45′ *du soir ;* (vitesse de 17 kilomètres).													
Flèche maxima.	Aval	—	17	22	18	25	31	21	22	29	18.5	29	
		+	5	5.5	4	6	7	7.5	6	8.5	8	8.5	
	Totales. . .			27.5			38			37.5		37.5	
	Amont	—	17.5	22	17	25	31	22	22	30	20.5	30	
		+	5	5.5	4	6	6	7	6	9	9.5	9	
	Totales. .			27.5			37			39		39	
Déversement ou écart.	Aval	—	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Amont	+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Amplitude horizontale. . .	Aval. . . .		1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	2	
	Amont. . .		1	1.5	2	1.5	1.5	1	1.5	1.5	2	2.5	
5e *épreuve : les trains marchant en sens inverse à* 3 *heures du soir ;* (vitesse de 21 (1) et 15 (2) kilomètres).													
Flèche maxima.	Aval	—	8.5	12	11	15	20.5	»	19	29	20	21	
		+	4.5	5	3	7	7.5	»	7	9	6.5	5	
	Totales. . .												
	Amont	—	10	14	12	17	21	14	20	29	21	18	
		+	4	4.5	2	6.5	6.5	4	6	9	8	3.5	
	Totales. . .												
Déversement ou écart. . . .			1.5	2	1.5	2	2.5	2	0	0	0	2.5	
Amplitude horizontale. . .	Aval. . . .		1.5	2	1.5	2	2	1.5	1	3	1.5	2.5	
	Amont. . .		1	1.5	1	2	2	1.5	2.5	2	2	2 5	

(1) Train allan de Bx ver Paris.

(2) Train allan de Paris ver Bx.

Suite du tableau précédent.

INDICATION des observations faites.			TRAVÉE n° 7.			TRAVÉE n° 6.			TRAVÉE no 5.			TRAVÉE n° 4.	OBSERVATIONS.
			n° 4	n° 7 Milieu	n° 11	n° 5	n° 10 Milieu	n° 15	n° 5	n° 10 Milieu	n° 15	n° 10 Milieu	
6e *épreuve : les trains marchant en sens inverse ;* (Vitesse de 7 à 8 kilomètres).													
Flèche maxima.	Aval	—	8	12	11.5	15	21.5	17.5	19.5	31	21	21	
		+	4	4.5	3	7.5	7.5	4.5	7	8	6	5	
	Amont	—	9	15	12	21	21	15	21.5	31	22	18.5	
		+	4	3	2	6.5	6.5	4	6	9	8	4	
Déversement ou écart. . .			1.5	2	1.5	2.5	2.5	2	0	0	0	2.5	
Amplitude horizontale. . .	Aval. . . .		1.5	2	1	1.5	2	1.5	1	2	1.5	2.5	
	Amont. . .		1	1	1	1.5	2	1.5	2.5	2	2	2.5	

En résumé, le pont de Bordeaux a subi toutes les épreuves prescrites, sans que son élasticité en ait été altérée; sous le poids mort, couvrant toutes les voies, les travées extrêmes, dont l'ouverture est de $57^{m}.36$, ont pris une flèche de 17 millimètres, et les travées intermédiaires, dont l'ouverture est de $77^{m}.06$, une flèche de 22 millimètres.

Dans les épreuves par travées isolées, la flèche a été, pour les premières, de 24 millimètres au maximum, et pour les autres, de 34 à 42 millimètres.

Sous le poids roulant, les flèches ont été de 15 à 20 millimètres pour les travées extrêmes et intermédiaires respectivement au passage d'un seul convoi. Elles se sont élevées à 22 et 31 millimètres au passage simultané des deux convois.

Comparaison avec les ponts de Langon et du Lot. — Ces deux résultats paraissent très-satisfaisants; si on les compare à ceux obtenus sur les ponts que nous avons construits sur la ligne de Cette.

Ainsi, au pont d'Aiguillon, sur le Lot, où il y a quatre poutres, et dont les travées extrêmes ont 44 mètres d'ou-

verture et l'intermédiaire 68 mètres seulement, la flèche prise par celle-ci a été de 21 millimètres sous la charge (poids mort) le pont étant entièrement couvert, et de 32 millimètres lorsque seule elle a été chargée.

Au poids roulant, la flèche maximum a atteint 33 millimètres. Ce sont à peu près les mêmes chiffres qu'à Bordeaux, bien que la portée fût moins grande.

Au pont de Langon, sur la Garonne, où les travées ont 67 et 77 mètres d'ouverture, l'abaissement pris par le tablier sous la charge morte a été de 35 millimètres lorsqu'elle couvrait tout le pont, et de 50 à 56 millimètres lorsque les travées étaient chargées isolément.

Sous le poids roulant, les flèches ont été de 33 millimètres pour les travées extrêmes, et de 44 millimètres pour les intermédiaires, au passage de deux convois de front.

CHAPITRE VII.

DÉPENSES DE PREMIER ÉTABLISSEMENT ET PRIX DE REVIENT PAR NATURE DE TRAVAIL.

Le prix de revient du pont est de 2 994 000 francs, décomposés comme il suit :

Fondations et maçonneries des culées.	130 000f.00
Dépense totale pour les six piles intermédiaires. . .	694 686f.60
Glissières des culées.	14 182f.26
Tablier métallique.	1 950 145f.39
Dépenses diverses.	21 095f.52
Peinture, grattage.	98 000f.00
Plancher en chêne, pose de voie et appareils de dilatation.	75 890f.23
Remblais et enrochements aux abords de la culée (rive gauche).	10 000f.00
Total.	2 994 000f.00

Ce résultat fait ressortir le prix moyen total, par mètre courant d'ouverture du pont, à 5 988 francs.

Il nous a paru intéressant de montrer la décomposition de la dépense totale pour les six piles intermédiaires.

Ce chiffre de 694 686f.60 est composé comme suit :

Dépense pour le fonçage proprement dit.	90 254f.87
Fourniture de la fonte des anneaux.	361 275f.39
Boulons d'assemblage des anneaux.	11 716f.43
Cordons de caoutchouc pour rendre étanches les joints du tube.	4 950f.00
Bétonnage.	60 703f.78
Maçonnerie pour le couronnement.	21 662f.77
Glissières.	60 752f.69
Chapiteaux en fonte des piles.	54 095f.79
Pieux et enrochements laissés autour des piles. . . .	25 963f.28
Essais des flotteurs.	3 311f.60
Total général.	694 686f.60

Le prix de chaque nature de travail était réglé comme suit :

I. Un kilogramme de fonte ajustée, mais non rabotée, excepté les joints des tubes qui avaient été tournés, était payé, mis en place. 0f.38

II. Un kilogramme de fonte ajustée et rabotée pour glissières et coins, était payé. 0f.70

III. Un kilogramme de boulons à six pans en fer de première qualité, pour assemblage des fontes était payé. . 0f.90

IV. Le mètre cube de béton en place était payé. 25f.00

De ces chiffres, on déduit le prix moyen d'un tube, c'est-à-dire d'une demi-pile.

Ce prix est de 57 890f.55, décomposé comme suit :

Fonçage.	7 521f.23
Fonte des cylindres.	30 106 .28
Boulons d'assemblage.	976 .36
Cordons en caoutchouc.	412 .50
Bétonnage.	5 058 .64
Maçonneries de couronnement. . .	1 805 .23
Glissières.	5 062 .72
Chapiteaux.	4 507 .98
Consolidation des piles.	2 339 .61
Total pour une colonne. . .	57 890f.55
Total pour une pile.	115 781f.10

Prix du tablier métallique.

Le tablier métallique a coûté.	1 950 145f.39
c'est-à-dire, puisque le pont a une longueur de 505m.694, la somme par mètre courant (à double voie inférieure) de.	3 856f.36
Le poids total est de.	2 948 945k.33
Et par mètre courant de.	5 831k.48

Le prix payé était de of.66 par kilogramme de fers et tôles mis en place. Il est revenu très-approximativement à of.65, décomposé comme suit :

1 kilogramme de tôle, cornière, ou fer plat rendu à l'atelier de Bordeaux.	of.38
ok.070 rivets à of.50 le kilog.	of.035
Échafaudages.	of.08
Installation des ateliers et entretien de l'outillage.	of.02
Travail fini du fer à l'atelier et bardage à pied d'œuvre. .	of.09
Levage sur le pont, assemblage, rivure à la main, etc., pour l'achèvement du travail.	of.045
Total.	of.65

Le tableau pages 114 et 115 donne la décomposition des prix de revient des piles.

Passerelle pour piétons. — Il convient de mentionner, en terminant, la passerelle pour piétons construite en 1862, par suite d'une décision ministérielle, en aval de l'ouvrage métallique, sur le côté droit de la voie qui conduit de la gare d'Orléans à la gare du Midi.

Cette passerelle, établie en porte-à-faux à la partie inférieure de la poutre droite du pont, est d'une excessive légèreté, et sa résistance est plus que suffisante pour une circulation, quelque grande qu'elle puisse être.

Elle se compose (*fig.* 1, 2, 3, 4, 5, Pl. 142) de consoles faisant suite aux pièces de pont, et réunies, d'un côté, par la poutre elle-même à laquelle elles sont fixées, et de l'autre, par une tôle verticale parallèle à cette dernière.

Ces différentes pièces, assemblées à l'aide de cornières, forment une série de cadres dont la rigidité est assurée par des entretoises, parallèles aux consoles, et par un contreventement en croix de Saint-André, reliant les extrémités supérieures de ces consoles.

Le plancher, composé de madriers jointifs, repose sur les ailes inférieures, en cornières, des doubles T, supportés par ces cadres et dont la partie supérieure reçoit le garde-corps.

Ce garde-corps, en fonte, existe à l'amont et à l'aval de la passerelle. A l'amont, il est relié à la poutre de distance en distance par des entretoises en fonte ; à l'aval, sa stabilité est obtenue à l'aide de pattes qui viennent s'assembler par des boulons aux cornières supérieures des consoles.

La hauteur de la passerelle est de $1^{m}.10$; la largeur est de 2 mètres d'axe en axe des gardes-corps. Cette largeur assure une circulation toujours facile et plus que suffisante en cet endroit.

DÉCOMPOSITION DU PRIX

DÉSIGNATION.	FONÇAGE.	FONTE des cylindres.	BOULONS d'assemblage.	CORDONS en caoutchouc pour joints étanches.	BÉTONNAGE.	MAÇONNERIES. pour le couronnement.
	francs.	francs.	francs.	francs.	francs.	francs.
1re Pile. Tube n° 1 (amont).	4119.35	31108.56	987.59	418	5093.63	1776.85
1re Pile. Tube n° 2 (aval). .	4352.30	30006.05	987.59	418	5111.88	1776.84
2e Pile. Tube n° 1 (amont).	4229.69	31350.00	987.59	418	5145.55	1776.84
2e Pile. Tube n° 2 (aval). .	4352.30	31719.18	987.59	418	5220.66	1776.84
3e Pile. Tube n° 1 (amont).	5731.55	30.093.99	987.59	418	5083.76	1776.84
3e Pile. Tube n° 2 (aval). .	5884.79	30197.99	987.59	418	5051.57	1776.84
4e Pile. Tube n° 1 (amont).	7907.69	30898.56	1036.49	440	5286.75	1776.84
4e Pile. Tube n° 2 (aval). .	16150.74	29802.06	987.59	418	5097.49	1776.84
5e Pile. Tube n° 1 (amont).	9023.34	28760.07	942.70	396	4832.27	1776.84
5e Pile. Tube n° 2 (aval). .	9133.69	28669.12	942.70	396	4900.96	1776.84
6e Pile. Tube n° 1 (amont).	9219.50	28817.25	897.82	374	4768.96	1776.84
6e Pile. Tube n° 2 (aval). .	9948.98	29852.56	987.59	418	4951.36	1776.84
Totaux de l'entreprise. . .	90053.92	361275.39	11716.43	4950	60544.84	21322.10
Dépenses en régie.	200.95	»	»	»	158.94	340.67
Totaux des piles.	90254.87	361275.39	11716.43	4950	60703.78	21662.77
Moyennes par tube. . . .	7521.23	30106.28	976.36	412.50	5058.64	1805.23
Moyennes par pile.	15042.46	60212.56	1952.72	825	10117.28	3610.46
Moyennes par m. c. pour un tube.	634.43	1252.57	»	»	215.14	»

DE REVIENT DES PILES.

GLISSIÈRES.	CHAPITEAUX.	CONSOLIDATION des fondations des piles.	FLOTTEURS.	SOMMES partielles.	SOMMES totales.	ENSEMBLE.
francs.	francs.	francs.	francs.	francs.	francs.	
5068.80	4024.73	1445.36	»	54042.87	107228.35	
5062.73	4024.73	1445.36	»	53185.48		
4793.80	4034.59	1482.02	»	54218.08	109215.89	
4965.05	4076.17	1482.02	»	54997.81		
5313.97	4000.26	1153.54	»	54559.50	109197.99	
5133.39	4034.77	1153.54	»	54638.49		
5031.42	4267.83	883.31	»	57524.89	121949.80	
5041.27	4267.60	883.32	»	64424.91		
4994.88	4084.60	»	»	54810.70	109939.09	
5025.68	4283.40	»	»	55128.39		
4938.01	4063.13	»	»	54855.52	111777.09	
4932.99	4053.25	»	»	56921.57		
60301.99	49215.06	9928.48	»		669308.21	
450.70	4880.73	16034.80	3311.60		25378.39	
60752.69	54095.79	25963.28	3311.60		694686.60	francs. 694686.60
5062.72	4507.98	2439.61	»	57890.55		
10125.44	9015.96	4879.22	»	115781.10		
»	»	»	»			

CHAPITRE VIII.

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES SUR LES FONDATIONS PNEUMATIQUES ET COMPARAISON AVEC CELLES EXÉCUTÉES AU PONT DE BORDEAUX.

La nature de notre ouvrage ne nous permet pas d'entrer dans des détails circonstanciés sur la valeur de chacun des systèmes employés jusqu'à ce jour pour les fondations pneumatiques des grands ponts. Nous nous bornerons à résumer très-succinctement les phases par lesquelles cette méthode de construction a passé; nous ferons ressortir spécialement la part apportée au progrès par la construction métallique du pont de Bordeaux; puis, profitant des expériences faites par nous et par les autres, nous dirons quels sont, à l'époque actuelle, les moyens que nous emploierions pour la fondation des autres grands ponts qui nous resteraient à faire.

Méthode des rentrées de terre. — Ainsi que nous l'avons dit précédemment, la méthode employée avant la construction du pont de Bordeaux, était la méthode dite des rentrées de terre; elle était caractérisée par le soulagement brusque que l'on donnait à la cloche pneumatique en laissant échapper brusquement l'air comprimé. Cet échappement qui semblait aux premiers constructeurs avoir l'avantage de déblayer le tranchant du tube, entraînait avec lui un inconvénient bien autrement grave, celui de la rentrée des terres, de telle sorte que le déblai utile à faire a été quelquefois de cinq ou six fois ce qu'il devait être.

C'est ce système qui fut employé à Szégédin pour le pont sur la Theiss, en Hongrie, à Moulins, sur l'Allier, et à Saint-Germain des Fossés; il a néanmoins donné de bons résultats et on peut le regarder comme ayant fait faire un grand pas dans l'art des fondations.

Pont de Szégédin. — La Theiss présente, au point où est établi le pont, une profondeur indéfinie de sable très-fin, mélangé d'argile offrant une certaine résistance à la compression.

On ne pouvait, dans de semblables conditions, songer à établir les fondations de ce pont par les procédés ordinaires; l'ingénieur, chargé de sa construction, employa l'air comprimé.

L'appareil dont il se servit, se composait d'un tube, formé d'anneaux en fonte de $0^{m}.035$ d'épaisseur et de 3 mètres de diamètre.

Ce tube, surmonté de son écluse à air et chargé d'un contre-poids à la partie supérieure, était descendu sur le fond de la rivière. Dans son intérieur complétement vide, on envoyait de l'air comprimé par des machines soufflantes, qui chassait l'eau par un siphon de $0^{m}.06$ de diamètre. L'eau épuisée, les ouvriers descendaient dans le tube et déblayaient jusqu'au niveau du tranchant (anneau inférieur du tube), puis remontaient en relevant la branche inférieure du siphon. On ouvrait alors les valves d'échappement de l'air, et la pression intérieure descendant presque subitement à la pression atmosphérique, l'eau rentrait par-dessous avec violence, entraînant les terres, et creusant au pied du tube un trou dans lequel celui-ci s'enfonçait. L'équilibre obtenu, on fermait les valves, on envoyait de l'air comprimé, et l'on continuait ainsi jusqu'à ce que le tube fût arrivé à la profondeur voulue, déterminée par les affouillements possibles, et fixée à 20 mètres environ au-dessous des hautes eaux.

A l'aide de sonnettes spéciales, on battait alors le pilotage intérieur, composé de douze pieux, et destiné à soutenir le pied des tubes, en resserrant le terrain et le rendant étanche. Ces pieux recepés, on bétonnait par éclusées, jusqu'à ce que la hauteur du béton fût moitié de celle de

l'eau extérieure, mesurée à partir du plan de fondation, puis on achevait à air libre.

La marche de la descente n'était jamais régulière, et variait de 1 à 2 mètres. C'était une circonstance fâcheuse parce qu'elle favorisait les déviations du tube. Le foisonnement observé a été triple du déblai utile.

Pont de Moulins. — Au pont de Moulins, sur l'Allier, construit à la même époque (1857-1858), on employa le même système de fondations.

Les tubes avaient $2^{m}.50$ de diamètre dans la partie immergée, et 2 mètres seulement dans la partie qui s'élève au-dessus de l'eau.

Comme au pont de Szégédin, la descente des tubes fut provoquée par des variations brusques de pression, et des rentrées de terre; ces mêmes inconvénients se manifestèrent, c'est-à-dire marche irrégulière du fonçage, et foisonnement quintuple du déblai utile.

Les tubes venant reposer sur le terrain solide on n'a pas eu besoin de battre des pieux pour consolider le fond.

Système des presses. — La deuxième méthode est celle du système employé au pont de Bordeaux, système que nous avons caractérisé par le nom de système des presses.

Son caractère spécial, en effet, est la pression sur la cloche, pour aider d'une part à l'enfoncement, et d'autre part empêcher le relèvement des tubes.

Au fur et à mesure de l'enfoncement, il arrive un moment où le poids de l'appareil n'est plus suffisant pour vaincre la résistance opposée par les frottements extérieurs et l'air intérieur; c'est alors qu'il faut lui ajouter un poids supplémentaire.

Ce poids a été réalisé, au pont de Bordeaux, par la pression directe sur le tube de deux presses hydrauliques dont nous avons parlé; ces presses agissaient comme des ressorts qui serrent et desserrent selon que l'on en a besoin. Elles permettaient aussi de ne pas redouter l'acci-

dent qui nous est arrivé au premier tube du pont de Bordeaux : nous voulons parler du relèvement dû à l'insufflation trop brusque de l'air dans un espace trop restreint.

Depuis et dans des ponts de moindre importance on a remplacé ces presses par des verrins agissant de la même manière au moyen de jougs et donnant le même résultat.

Quoi qu'il en soit et indépendamment des autres nombreux perfectionnements introduits dans l'appareil pneumatique, c'est là le caractère spécial du système employé à Bordeaux.

Système des caissons. — Pendant la construction du pont métallique de Bordeaux et simultanément, un autre moyen, celui dit des caissons, était essayé et appliqué au pont de Kehl.

L'idée dominante de ce système est l'emploi du poids de la construction elle-même pour déterminer l'enfoncement.

Cette idée, fort ingénieuse en principe, a réussi, mais elle a coûté très-cher.

Ce système présente sur celui employé à Bordeaux un inconvénient sérieux : nous voulons parler de la difficulté qui résulte de l'équilibre que l'on doit maintenir entre la charge faite pour l'enfoncement et les résistances. Si le terrain est homogène, si la résistance reste à peu près constante, il est facile de maintenir l'équilibre par une addition convenable de maçonneries sur le caisson ; mais si, au contraire, après avoir franchi une couche résistante pour laquelle la surcharge a été réglée, on tombe brusquement sur une couche molle comme de la vase ou de la tourbe, il se produit une chute dont les conséquences peuvent être des plus graves, autant pour la sécurité des hommes qui travaillent que pour la solidité de la construction qui ne

pourrait manquer de se disloquer dans une semblable circonstance.

Cet inconvénient n'a pu être signalé à Kehl, où le sol du Rhin présente une profondeur presque indéfinie d'un gravier très-uniforme.

L'appareil employé à Kehl consiste en un caisson trapézoïdal en tôle, sur la paroi supérieure duquel on construit la maçonnerie, pendant que, d'autre part, on déblaye en dessous en chassant l'eau par la compression de l'air.

Ce système offre de grandes difficultés presque insurmontables dans les cas analogues à ceux que l'on rencontrait à Bordeaux.

On s'en rendra facilement compte si l'on remarque que pour la culée badoise du pont de Kehl où l'on se trouvait seulement dans le thalweg avec une profondeur de 6 mètres, on a éprouvé des craintes sérieuses, qui ont conduit à surmonter le caisson d'une espèce de bac en tôle de $2^{m}.80$ de hauteur appuyé sur des cadres en charpente.

On craignait pour ce caisson qu'il ne fût submergé; il n'était même pas possible d'exécuter sur une trop grande hauteur des maçonneries au-dessus du plafond des caissons, avant qu'ils fussent descendus sur le sol, parce que les verrins auraient eu à supporter une charge trop considérable.

Avec une profondeur de 10 mètres et les marées, cette opération devient très-délicate, car il faut établir au-dessus du caisson de Kehl un autre caisson de 13 mètres de hauteur pour ne pas être submergé, non pas par une crue extraordinaire, mais tous les jours et deux fois par vingt-quatre heures.

Pont d'Argenteuil. — Depuis, au viaduc que la compagnie des chemins de fer de l'Ouest a fait exécuter à Argenteuil, près Paris, on a employé, comme à Bordeaux,

le système tubulaire, et l'on y a introduit la modification suivante.

Au lieu d'augmenter la pression sur le tube au fur et à mesure, on augmente son poids, et pour cela on le leste, pour ainsi dire, par de la maçonnerie qui doit faire partie de la colonne définitive. Ce lestage se fait au moyen d'une sorte de colonne concentrique à la colonne elle-même, rattachée à cette dernière par un entonnoir en tôle, de telle manière qu'au fur et à mesure de l'enfoncement, on remplit cet espace avec du béton; puis quand on a terminé le déblai, on remplit les vides laissés par les cheminées.

Ce système est un essai de combinaison de ceux employés à Bordeaux et à Kehl. C'est le caisson de Kehl surmonté de la colonne de Bordeaux; on construit au fur et à mesure de l'avancement dans l'intervalle annulaire laissé entre la cheminée et le tube.

L'expérience n'a pas été assez concluante pour que nous puissions nous permettre de la juger; nous croyons cependant que ce système participe à tous les inconvénients signalés au pont de Kehl; il n'en évite qu'un seul, celui de ne pouvoir travailler avec les marées; c'est, en un mot, l'allongement du bac en tôle que l'on avait été obligé d'employer à la culée badoise à cause de 6 mètres d'eau rencontrés dans le thalweg du Rhin. Un autre inconvénient nous frappe aussi de prime abord : c'est celui de ne pas faire un monolithe pour la colonne, et de créer ainsi deux colonnes concentriques faites à des époques différentes et séparées de telle sorte que l'ensemble ne pourra jamais résister comme lorsqu'il ne forme qu'un seul morceau.

Pont du Scorff. — Les fondations du pont du Scorff appartiennent à ce dernier système. C'est la répétition de la culée badoise du pont de Kehl dont le bac en tôle a été élevé jusqu'au-dessus des plus hautes marées. La principale différence consiste en ce que la chambre de travail présente intérieurement la section de la pile.

Cette disposition présente les inconvénients suivants :

1° On ne peut qu'avec de grandes difficultés corriger les déversements qu'un fonçage trop précipité pourrait occasionner.

2° Le remplissage de la chambre de travail en béton pour la partie inférieure, et pour la partie supérieure en maçonnerie fortement serrée et coincée contre le plafond, ne présente pas de garantie suffisante de bonne exécution par suite des grandes difficultés qu'on éprouve à bourrer sous le plafond.

3° Enfin, l'inconvénient le plus grave est la séparation en deux parties des maçonneries de la pile par la lame métallique qui a servi de plafond ou de rouet à la chambre de travail.

Pont de Varsovie. — Dans ces ponts que la compagnie des chemins russes a fait exécuter à Varsovie, on a eu l'idée d'employer le système du pont d'Argenteuil en lui faisant subir une ingénieuse modification.

Au lieu d'introduire dans l'espace qui sépare le tube de la cheminée de communication une surcharge faite avec la maçonnerie ou le béton qui doit rester définitivement, on y laisse seulement introduire l'eau. Cette disposition vaut mieux parce que, d'une part, si la surcharge devient trop forte, on peut pomper cette eau, et que, d'autre part, on retrouve à la fin la place que l'eau occupait, pour y construire à plein tube, comme dans les tubes de Bordeaux.

Méthode employée dans les derniers ouvrages de la compagnie. — Enfin, nous dirons quelques mots des moyens qui ont été employés pour d'autres ponts que la compagnie a fait construire.

Au lieu de lester, comme à Argenteuil ou à Varsovie, le tube avec du béton ou de l'eau, on l'a lesté avec le déblai lui-même ; on évitait ainsi de sortir le déblai, et l'on réalisait l'idée de poursuivre la fouille sans discontinuité.

A cet effet à 5 ou 6 mètres du tranchant on dispose une colonne concentrique au tube, ladite colonne étant foncée solidement au moyen d'un plancher qui repose sur deux poutres en tôle; on établit ainsi une poche suspendue, que l'on remplit de déblai au fur et à mesure que le tube s'enfonce; dès que le tube est à fond, on maçonne avec de la maçonnerie de ciment l'espace laissé au-dessous du plancher; puis se servant de cette maçonnerie comme d'un tampon qui sert à empêcher la rentrée de l'air, on décoiffe le tube, on enlève les cheminées et l'on vide la poche à l'air libre, et on l'enlève elle-même. Dès que cette opération est terminée, on construit avec de la maçonnerie ordinaire dans le tube et à l'air libre.

Avantage de cette méthode. — Cette disposition présente les avantages suivants :

1° Elle permet d'effectuer le déblai total dans le fond de la rivière, sans être obligé d'écluser; toute l'opération se fait sans discontinuité, et la charge s'obtient au fur et à mesure de l'enfoncement.

2° La sortie des déblais s'exécute à l'air libre et par conséquent coûte beaucoup moins cher.

3° La maçonnerie aussi se fait à l'air libre, moins le tampon que l'on exécute en béton de ciment, et par suite on a une bien plus grande garantie pour sa bonne exécution.

4° Enfin, à cause de la garantie que l'on trouve dans l'exécution de la maçonnerie, elle facilite une opération que nous désirions obtenir depuis longtemps, à savoir l'enlèvement des fontes, ou mieux des anneaux qui composent le tube; en effet, au pont de Bordeaux, nous avons remarqué que le prix de la fonte s'élevait presque à la moitié du prix d'une colonne finie. Cette considération appela notre attention, et nous cherchâmes le moyen de les retirer au fur et à mesure de l'avancement du travail. La première idée fut celle de relever les cylindres au fur

et à mesure du bétonnage et de se servir, cet effet, des presses hydrauliques que l'on faisait marcher de bas en haut. Nous n'avions pas encore essayé ce moyen parce que, avec le bétonnage, il était difficile de ménager un jour entre le tube et la maçonnerie, lorsque la modification qui nous occupe nous parut se prêter mieux à la réalisation de cette économie.

Il suffit, en effet, de construire la colonne avec parements en moellons smillés, ou en pierre de taille, en l'entourant d'un rang de couchis, puis au fur et à mesure de la construction, d'enlever les anneaux au moyen des palans qui ont servi à les échouer.

Comparaison du prix de revient des fondations tubulaires dans les principaux ponts. — Il reste maintenant à comparer les dépenses faites pour les fondations du pont de Bordeaux avec celles qu'on a été obligé de faire pour le même objet dans les autres ponts principaux.

Le tableau ci-dessous résume les éléments des prix de revient des fondations tubulaires pour les ponts principaux auxquels se système a été adapté simultanément.

DÉSIGNATION des ponts. (1).	Longueur totale. (2).	Ouverture des arches. (3).	Surface des bases, des tubes ou caissons comprenant une pile. (4).	Fiche pneumatique totale. (5).	Enfoncement moyen par heure de travail. (6).	Foisonnement. (7).	Prix du mètre cube de déblai utile. (8).	Prix d'un mètre de fondations d'une pile complète. (9).	Prix du mètre carré d'assiette de fondations. (10).	Valeurs des appuis par mètre courant de pont. (11).	Prix total par mètre courant de pont. (12).
	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	fr.	fr.	fr.	fr.	fr.
Bordeaux.	505.694	77.056	20.00	142.26	0.09	1.000	63.44	4204.28	210.21	1611.04	5988.00
Moulins. .	334.25	42.000	10.00	113.75	0.025	4.64	196.38	3368.40	441.57	790.00	3299.17
Szégédin..	332.77	41.479	14.00	97.00	0.028	2.80	114.28	»	»	»	»
Khel. . . .	308.84	56.000	53.55	90.00	0.055	1.65	500.00	50000.0	933.70	16990.0	22650.48
Saint-Germain-des-Fossés. . .	252.co	40.000	14.00	92.00	0.019	entre 5 et 6.	187.59	3948.92	400.66	1067.00	4722.22

Les renseignements nécessaires pour dresser ce tableau ont été puisés :

1° Pour les ponts de Moulins et de Saint-Germain-des-Fossés, dans un mémoire publié par le constructeur, le sieur Delfau, dans les *Annales de l'école impériale des arts et métiers* (année 1860, pages 95 et suivantes).

2° Pour le pont de Szégédin, dans le mémoire publié par M. Cézanne, ingénieur des ponts et chaussées (dans les *Annales des ponts et chaussées*, année 1859, pages 334 et suivantes);

3° Pour le pont de Kehl, dans le mémoire publié en 1861, par MM. Vuigner et Fleur-Saint-Denis;

4° Pour le pont de Bordeaux, dans les tableaux dressés à l'appui de notre décompte définitif.

Avant de tirer de la comparaison des chiffres qu'il renferme telles conclusions qui nous paraîtront nécessaires, il semble important de donner quelques explications qui en faciliteront l'intelligence.

Dans la colonne 5, nous appelons fiche pneumatique totale, le total des mètres de fiche pris par l'ensemble des tubes ou caissons entrant dans la construction de chacun des ponts.

A la colonne 7, le foisonnement n'est autre chose que le rapport du cube enlevé au vide effectivement fait et remplacé dans le terrain par du béton ou de la maçonnerie.

Dans la colonne 8, le chiffre indiqué représente le prix de revient de chacun des mètres cubes de ce déblai utile, c'est-à-dire du vide fait dans le terrain par les tubes ou les caissons pour donner place au béton ou à la maçonnerie.

Ceci dit, jetons les yeux sur les colonnes 7 et 8 du tableau. Nous trouvons, colonne 7, que le prix du mètre cube de déblai utile est considérable dans les autres ponts par rapport au pont de Bordeaux; cela vient de ce que le foisonnement, colonne 7, est 1 à Bordeaux, au lieu d'être, comme à Moulins, de 4.64; comme à Szégédin, de 2.80, etc.,

ou, en d'autres termes, de ce que, à Moulins, on a enlevé cinq fois plus de déblais qu'il n'était nécessaire de le faire, et ainsi des autres ponts. Cette différence est due à Bordeaux, à ce que l'on a empêché les rentrées de terre qui se sont produites dans ces différents ouvrages.

A Kehl, il y a eu un léger foisonnement provenant de circonstances que nous ignorons, mais le système employé empêche aussi la rentrée des terres.

Cette diminution du prix de revient du mètre cube de déblai utile a procuré une économie qu'il est facile de traduire en chiffres; il suffit pour cela d'appliquer au nombre de mètres utiles extraits à Bordeaux les différences des prix trouvées pour chaque pont.

Ainsi l'économie sera, à Bordeaux, sur le système de Moulins, de

$$1\,422^{m3}.60 \times (196.38 - 63.44) = 189\,615^{f}.44,$$

sur le système de Saint-Germain-des-Fossés, de

$$1\,422^{m3}.60 \times (187.59 - 63.44) = 176\,615^{f}.79,$$

sur le système de Szégédin, de

$$1\,422^{m3}.60 \times (114.28 - 63.44) = 72\,324^{f}.98$$

sur le système de Kehl, de

$$1\,422^{m3}.60 \times (500 - 63.44) = 621\,050^{f}.25$$

Ce tableau donne la mesure de l'économie produite par l'application des presses hydrauliques ou des verrins et indique en même temps de quelle importance peut être pour des travaux nouveaux l'emploi de ce perfectionnement.

Nous pouvons poursuivre plus loin notre comparaison et la continuer dans le pont de Bordeaux lui-même ; car, par suite de circonstances particulières, le premier tube a été foncé sans l'usage des presses, et en suivant la méthode des rentrées de terre, telle qu'elle a été appliquée aux autres ponts, tandis que pour tous les autres tubes et notamment pour le dernier, que nous voulons comparer au premier, le système nouveau a eu son plein effet.

Ainsi, dans le premier tube qui servit, il est vrai, d'école, dont les attaches cassèrent toutes à la fois et qui ressauta d'un coup d'une hauteur de $4^{m}.50$, malgré son poids de 100 000 kilogrammes, la dépense faite peut s'évaluer très-approximativement comme suit :

	francs.
Main-d'œuvre, charpentiers, mineurs.	5 660
Frais de machine, charbon, graissage.	6 000
Éclairage, frais divers.	1 500
Bardage de l'ensemble du système.	500
Total.	13 660

Ce qui pour $101^{m3}.60$ de déblais, fait ressortir le prix du mètre cube à $134^{f}.58$, ce prix ne comprenant ni les frais généraux ni les frais d'échafaudage.

Les autres tubes ne furent pas menés de la même façon : le système des presses hydrauliques leur fut appliqué, l'enlèvement des déblais fut exécuté à la vapeur, à l'aide d'un système ingénieux de transmission ménagé entre le treuil de la chambre d'équilibre, et l'extérieur, et ces perfectionnements amenèrent aux résultats suivants :

Au dernier tube (tube 1, pile 6) qui fut entièrement foncé et mené à fin dans l'espace de deux cent-vingt heures, bien qu'il eût dans le terrain une fiche de $15^{m}.84$, la dépense faite fut la suivante :

	francs.
Main-d'œuvre de charpentiers, mineurs, chefs d'atelier.	1 640
Machine, combustible, graissage, etc.	2 200
Amortissement et fourniture proportionnelle des appareils.	2 220
Bardage de l'ensemble du système.	500
Éclairage.	50
Total.	6 610

Ce qui, pour une fiche de $15^{m}.84$, soit pour $158^{m^3}.40$ de déblai, fait ressortir le prix du mètre à $41^{f}.70$.

Si l'on compare ce prix de $41^{f}.70$, obtenu au dernier tube, avec celui de $134^{f}.58$, résultant du travail fait au premier, on trouve qu'il y a eu, entre l'application du premier système et celui du second une économie de

$$1422^{m^3}.60 \times (134.58 - 41.70) > 132.000 \text{ francs.}$$

Cette économie de 132 000 fr. est due à deux causes :

1° A l'habitude et à l'expérience acquise par tout le monde;

2° Aux perfectionnements introduits dans le travail et surtout à l'application du joug et des presses.

Nous n'avons pas fourni les renseignements relatifs aux autres ponts, parce que nous n'avions pas pu nous les procurer exactement. Nous croyons pouvoir affirmer que dans aucun des ponts construits depuis, le prix de revient n'est devenu sensiblement inférieur à celui que nous avons établi pour le pont métallique de Bordeaux.

QUATRIÈME SECTION

VIADUCS MÉTALLIQUES

OUVRAGES INFÉRIEURS A LA VOIE

QUATRIÈME SECTION

VIADUCS MÉTALLIQUES

OUVRAGES INFÉRIEURS A LA VOIE

VIADUC MÉTALLIQUE DE L'ESTRESSOL SUR LE CHEMIN DU MIDI, ENTRE AGEN ET AUCH.

NOTICE DESCRIPTIVE.

Cet ouvrage, exécuté près de Layrac, dans la plaine de la Garonne, pour le passage du chemin de fer d'Agen à Tarbes, au-dessus de la vallée où coule le ruisseau de l'Estressol, a été construit principalement dans le but de donner un écoulement facile aux eaux amenées dans la plaine par les inondations.

La longueur totale de cet ouvrage est de $120^{m}.08$, sa hauteur au-dessus du socle est de $9^{m}.70$ et sa plus grande hauteur à partir des fondations est de $16^{m}.504$.

Le tablier métallique est supporté par deux culées et trois piles.

Les culées ont au sommet $12^{m}.30$ de largeur et $7^{m}.04$ de longueur. Sur le socle, la longueur est de $7^{m}.22$ par suite du fruit de 1/33 ménagé sur la façade seulement. La hauteur des maçonneries depuis le socle supérieur jusqu'au-dessous du cordon est de 6 mètres.

Le cordon qui couronne les culées a $0^m.50$ de hauteur. Au-dessus de ce cordon, et sur les faces latérales des culées, reposent des dés en maçonnerie de pierre de taille et moellons, ayant à la base une longueur de $7^m.04$, à la partie supérieure $5^m.95$, et une hauteur de $2^m.34$. L'extrémité tournée vers le viaduc est appareillée en quart de circonférence, ce qui laisse voir les têtes en panneaux pleins du pont métallique.

Les piles ont au sommet 2 mètres de largeur et $13^m.68$ de longueur; l'épaisseur au pied du fût sur le premier socle est de $2^m.39$ et la longueur de $14^m.04$. Le fruit est de 1/33 tant sur les faces que sur les têtes.

Le viaduc de l'Estressol est fondé directement sur le tuf, au moyen d'épuisements.

La construction des maçonneries est faite en moellons durs mosaïqués, les arêtes des culées et avant-becs des piles sont en pierre de taille dure.

Partie métallique. — La longueur de la partie métallique est de $109^m.50$, soit :

Pour les deux travées extrêmes. . .	$27^m.75 \times 2 =$	$55^m.50$
— du milieu. .	$27.00 \times 2 =$	54.00
		109.50

La portée des poutres est égale pour toutes les travées; elles ne diffèrent que par la longueur qui repose sur les culées.

La portée métallique de cet ouvrage n'est momentanément faite que pour une voie, et se compose de deux poutres longitudinales que nous allons décrire.

Chaque portée se compose de trente-sept panneaux dont cinq pleins et trente-deux vides ; ces derniers sont formés par des croisillons en rails Barlow, et les premiers sont en tôle pleine.

La longueur d'un panneau vide ou plein est de 3 mètres,

à l'exception de ceux des extrémités reposant sur les culées qui n'ont que $2^{m}.32$.

La distance d'axe en axe entre les poutres est de $5^{m}.098$, et l'espace libre est de $4^{m}.70$.

La hauteur de la poutre prise entre les faces intérieures des tables horizontales est de $3^{m}.20$.

Ces tables sont formées chacune d'une feuille de tôle de $0^{m}.600$ de largeur sur $0^{m}.007$ d'épaisseur ; elles sont renforcées sur chaque pile par une deuxième table de mêmes dimensions, et se développant de chaque côté de la pile sur une longueur de $6^{m}.50$.

Ces deux tables sont réunies entre elles par quatre rangs de rivets espacés de $0^{m}.100$ dans le sens longitudinal des poutres, quatre cornières saisies par ces mêmes rivets règnent sur toute la longueur des tables.

Les tables supérieures et inférieures sont entretoisées par des montants verticaux espacés de 3 mètres d'axe en axe de la partie comprise entre les parements des culées.

Les montants verticaux sont formés d'une âme en tôle de $0^{m}.398$ de largeur sur $0^{m}.007$ d'épaisseur. Quatre cornières de $\frac{70.70}{9}$ sont rivées sur les bords extérieurs des montants et sur toute leur hauteur.

L'assemblage de ces montants avec les tables horizontales se fait par quatre goussets placés dans les angles des panneaux et rivés sur les cornières des montants.

Ces goussets empêchent le voilement des tables horizontales et celui des montants.

La paroi verticale est formée, pour chaque poutre, de deux tôles longitudinales de $0^{m}.007$ d'épaisseur sur $0^{m}.600$ de largeur placées dans l'axe de la poutre, et réunies aux tables supérieures et inférieures par quatre cornières de $0^{m}.100$, et à chaque montant vertical par huit cornières de $0^{m}.070$.

Ces tôles servent à assembler les croisillons en rails Bar-

.ow, formant les panneaux évidés, ainsi que nous l'avons dit plus haut.

Ces rails formant croisillons présentent pour leur assemblage avec les tôles de la paroi verticale, un large empatement qui permet d'appliquer pour chaque joint deux rangs de rivets de $0^m.025$ de diamètre, soit seize rivets donnant une section totale de 7 854 millimètres quarrés.

La section d'un croisillon étant de 5 700 millimètres quarrés, elle excède donc de 2 094 millimètres quarrés celle qui serait rigoureusement nécessaire. Ces croisillons sont de plus réunis à leur point de croisement par quatre rivets de $0^m.025$ de diamètre.

Pièces de pont. — Les pièces de pont ont $0^m.650$ de hauteur sur $4^m.700$ de longueur.

Elles sont formées d'une âme verticale en tôle de $0^m.007$ d'épaisseur et de quatre cornières de $0^m.070$ réunies à l'âme par des rivets de $0^m.022$ de diamètre et espacés de $0^m.100$

Ces pièces sont assemblées aux montants verticaux par deux couvre-joints de $0^m.007$ d'épaisseur, et par leurs cornières horizontales prolongées de manière à embrasser un large gousset ménagé à la partie inférieure de la tôle verticale du montant.

Longerons. — Les longerons, de même forme que les pièces de pont, sont placés suivant l'axe des rails; leur hauteur est de $0^m.400$. Leurs extrémités sont réunies aux pièces de pont par deux cornières de $0^m.070$ rivées à la paroi verticale.

Une plate-bande horizontale de $0^m.147$ de largeur, 0.007 d'épaisseur et 0.600 de longueur, réunit les longerons aux pièces de pont et en complète l'assemblage.

Contreventement. — Le contreventement est formé de fers plats de $0^m.150$ de largeur sur $0^m.012$ d'épaisseur posés en diagonales sur les pièces de pont.

De larges plaques en tôle de $0^m.007$ d'épaisseur rivées

sur les pièces de pont reçoivent les extrémités de ces plates-bandes avec lesquelles elles sont assemblées par des rivets de $0^m.022$ de diamètre.

Plancher. — Le plancher est formé de madriers en chêne de $0^m.130$ d'épaisseur reposant d'un côté sur les longerons, et de l'autre sur l'aile d'un rail Brunel, attaché sur les pièces de pont et parallèlement aux voies.

Glissières. — Les poutres reposant à leurs extrémités sur quatre glissières en fonte de $0^m.250$ d'épaisseur moyenne et sur les piles, sur des plaques de support également en fonte et de $0^m.200$ d'épaisseur.

Les glissières se composent d'une semelle en tôle de $0^m.007$ bordée d'une cornière de $0^m.070$. Sur cette semelle repose un plateau en fonte de $0^m.06$ d'épaisseur dont la surface supérieure est parfaitement dressée.

Ces deux pièces constituent la partie fixe de la glissière. La partie mobile se compose d'un plateau en fonte rabotée à sa partie supérieure et reposant sur le plateau fixe.

Deux rainures de $0^m.200$ de largeur sont pratiquées à la partie supérieure de ce plateau et sont destinées à recevoir les coins de calage.

Ces coins sont en fonte; leur face inférieure présente une inclinaison de 1/20. Sur ces coins repose un plateau en fonte fixé à la table inférieure des poutres.

Les plaques de support sont faites sur le même système que les glissières avec la différence qu'elles ont trois coins de calage et que les glissières n'en ont que deux.

CALCULS DES DIMENSIONS PRINCIPALES DE CE VIADUC.

La description des différentes pièces qui entrent dans la composition du viaduc de l'Estressol a été développée dans la notice descriptive; notre but maintenant est d'exposer les calculs qui ont servi à déterminer pour chacune des

pièces principales, les dimensions qu'elles doivent avoir, pour résister aux plus grands efforts qu'elles ont à supporter.

Nous allons atteindre ce but en cherchant la valeur du plus grand moment de rupture, et en le comparant au moment de résistance de la section de la poutre, supposée travaillant au coefficient de 6 kilogrammes.

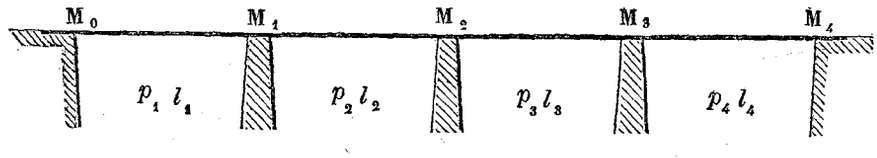
Le moment de rupture doit être plus petit que le moment de résistance.

Nous examinerons simplement les hypothèses de surcharges prescrites par la circulaire ministérielle du 26 février 1858; c'est-à-dire que nous calculerons le moment de rupture maximum dans le cas où le viaduc recevrait une surcharge générale de 8 000 kilog. par mètre courant pour deux voies, et pour l'ouvrage qui nous occupe, c'est-à-dire pour un viaduc à une seule voie, avec une surcharge de 4 000 kilog. par mètre courant de voie, et de 2 000 kilog. de surcharge pour une poutre et la moitié du tablier.

Nous indiquerons ensuite les différentes hypothèses qu'il faut adopter pour obtenir les maximums absolus des divers moments de rupture.

En maintenant les hypothèses et les notations employées jusqu'à présent et figurées au croquis ci-contre (*fig.* 45), on a

Fig. 45.



les équations qui vont nous servir à trouver les moments maximum sur les trois appuis intermédiaires

$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2)\, M_1 + l_2 M_2 = \frac{1}{4}(p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3),$$

$$l_2 M_1 + 2(l_2 + l_3)\, M_2 + l_3 M_3 = \frac{1}{4}(p_2 l_2^3 + p_3 l_3^3),$$

$$l_3 M_2 + 2(l_3 + l_4)\, M_3 + l_4 M_4 = \frac{1}{4}(p_3 l_3^3 + p_4 l_4^3).$$

Or les longueurs des travées étant égales, ce qui amène une grande simplification dans les formules, on posera

$$M_0 = M_4 = 0,$$
$$l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = l = 25 \text{ mètres},$$

longueur d'une travée, les équations deviendront

$$4lM_1 + lM_2 = \frac{1}{4} l_3 (p_1 + p_2),$$

$$lM_1 + 4lM_2 + lM_3 = \frac{1}{4} l_3 (p_2 + p_3),$$

$$lM_2 + 4lM_3 = \frac{1}{4} l_3 (p_3 + p_4),$$

et en simplifiant

$$4M_1 + M_2 = \frac{1}{4} l^2 (p_1 + p_2),$$

$$M_1 + 4M_2 + M_3 = \frac{1}{4} l_2 (p_2 + p_3),$$

$$M_2 + 4M_3 = \frac{1}{4} l^2 (p_3 + p_4);$$

d'où

$$4M_1 + M_2 = \frac{625}{4}(p_1 + p_2),$$

$$M_1 + 4M_2 + M_3 = \frac{625}{4}(p_2 + p_3),$$

$$M_2 + 4M_3 = \frac{625}{4}(p_3 + p_4).$$

Si nous représentons les trois derniers membres de ces dernières équations par ABC, nous aurons

$$\frac{625}{4}(p_1 + p_2) = A,$$
$$\frac{625}{4}(p_2 + p_3) = B,$$
$$\frac{625}{4}(p_3 + p_4) = C.$$

et les équations à résoudre seront définitivement

$$4M_1 + M_2 + \quad = A, \qquad (1)$$
$$M_1 + 4M_2 + M_3 = B, \qquad (2)$$
$$M_2 + 4M_3 \quad = C. \qquad (3)$$

La symétrie de ces relations indique à première vue une méthode élégante d'élimination que nous indiquons à dessein, parce que dans le cas d'un pont à quatre travées, qui est encore assez fréquent, elle fournira au lecteur un procédé direct et immédiat de calculer les coefficients numériques qui lui sont nécessaires pour la résolution de son problème.

Multiplions, l'équation (1)

par -1,

l'équation (2)

par $-x$,

l'équation (3)

par $(1 - 4x)$,

Ces nombres satisfaisant toujours à la loi des coefficients que nous avions indiqués dans notre mémoire à l'appui du projet du pont métallique de Bordeaux, sous la forme

$$\lambda + 4\rho + m = 0.$$ (Voir page 196).

et donnant ainsi

$$-1+4(x)+(1-4x)=0.$$

On a le tableau du calcul suivant

$4(1-4x)$	$M_1+(1-4x)$	M_2+	$M_3=(1-4x)$ A
$+\ x$	$+\quad 4x$	$+\ x$	$+\quad x$ B
	$-\ 1$	$-\ 4$	$-\quad$ C

Le coefficient de M_2 devient identiquement égal à zéro et celui de M_3 disparaîtra par $x=4$, si donc on donne à x cette dernière valeur, on trouvera immédiatement M_1 par la relation

$4(1-16)$	$M_1=(1-16)$ A,
$+\quad 4$	$+\ 4$ B,
	$-\quad$ C.

ou

$$-8M_1=-15A+4B-C.$$

Remplaçons A, B, C par leur valeurs connues, on trouve ainsi très-rapidement

$$M_1=\frac{125}{224}(75p_1+55p_2-15p_3+5p_4).$$

On en déduit symétriquement

$$M_3=\frac{125}{422}(75p_4+55p_3-15p_2+5p_1);$$

et par une simple soustraction

$$M_2=\frac{125}{224}(5p_1+15p_2+15p_3-5p_4).$$

A l'aide de ces trois équations, nous pouvons chercher les différentes valeurs maximum sur les points d'appui, et voir quelles sont ces valeurs, pour les différentes hypothèses d'épreuves qu'on veut faire subir à cet ouvrage, et qui sont les suivantes :

1re	hypothèse.	Le viaduc sans être chargé.
2e	id.	La première travée chargée seulement.
3e	id.	La deuxième travée chargée.
4e	id.	La première et la deuxième travée chargées.
5e	id.	Tout le viaduc chargé.

La valeur de p sans surcharge est $p = 1700$ kilogrammes. En y ajoutant la surcharge d'épreuve de 2000 kilogrammes pour une poutre, nous aurons $p = 3700$ kilogrammes.

Cherchons les moments sur les piles, pour les cinq cas ci-dessus, nous aurons :

1re *Hypothèse.* — Viaduc non chargé.

$$M_1 = \frac{125}{224}(75\times1700+55\times1700-15\times1700+5\times1700) = 104352$$

$$M_2 = \frac{125}{56}(-5\times1700+15\times1700+15\times1700-5\times1700) = 113839$$

$$M_3 = \frac{125}{224}(5\times1700-15\times1700+55\times1700+75\times1700) = 104352$$

2e *Hypothèse.* — Première travée seule chargée.

$$M_1 = \frac{125}{224}(75\times3700+55\times1700-15\times1700+5\times1700) = 197544$$

$$M_2 = \frac{125}{56}(-5\times3700+15\times1700+15\times1700-5\times1700) = 53571$$

$$M_3 = \frac{125}{224}(5\times3700-15\times1700+55\times1700+75\times1700) = 119419$$

3° *Hypothèse.* — Deuxième travée seule chargée.

$$M_1=\frac{125}{224}(75\times1700+55\times3700-15\times1700+5\times51700)=17522$$

$$M_2=\frac{125}{56}(-5\times1700+15\times3700+15\times1700-5\times1700)=142857$$

$$M_3=\frac{125}{224}(5\times1700-15\times3700+55\times1700+75\times1700)=97098$$

4° *Hypothèse.* — Première et deuxième travées chargées.

$$M_1=\frac{125}{224}(75\times3700+55\times3700-15\times1700+5\times1700)=258928$$

$$M_2=\frac{125}{56}(-5\times3700+15\times3700+15\times1700-5\times1700)=120535$$

$$M_3=\frac{125}{224}(5\times3700-15\times3700+55\times1700+75\times1700)=102678$$

5° *Hypothèse.* — Tout le viaduc chargé.

$$M_1=\frac{125}{224}(75\times3700+55\times3700-15\times3700+5\times3700)=247767$$

$$M_2=\frac{125}{56}(-5\times3700+15\times3700+15\times3700-5\times3700)=165178$$

$$M_3=\frac{125}{224}(5\times3700-15\times3700+55\times3700+75\times3700)=247767$$

Les moments de rupture sur chaque pile et pour chaque hypothèse étant trouvés, il va nous être facile de chercher les moments de rupture en n'importe quel point de chaque travée; et par suite, dans les quatre hypothèses les moments maxima entre les points d'appui, les seuls, comme nous le verrons plus loin, qui suffiraient pour comparer entre eux les plus grands moments de résistance et de rapture.

Nous allons indiquer numériquement ces moments, pour les quatre hypothèses.

En indiquant par les mêmes lettres que pour les ouvrages précédemment décrits les quantités analogues, on a pour les points correspondants aux moments maximum :

1re *Hypothèse.* — Valeurs de x correspondant aux points des moments maxima.

1re travée. $$x = \frac{1}{2} l + \frac{M_0 - M_1}{pl},$$

$$x = \frac{1}{2} 25 + \frac{104352}{1700 \times 25} = 12.50 - 2.455 = 10.045,$$

2e travée. $$x = \frac{1}{2} l + \frac{M_1 - M_2}{pl},$$

$$x = \frac{1}{2} 25 + \frac{104352 - 113898}{1700 \times 25} = 12.50 - 0.224 = 12.276.$$

3e travée. $$x = \frac{1}{2} l + \frac{M_2 - M_3}{pl},$$

$$x = \frac{1}{2} 25 + \frac{113898 - 104352}{1700 \times 25} = 12.50 + 0.224 = 12.724.$$

4e travée. $$x = \frac{1}{2} l + \frac{M_3 - M_4}{pl},$$

$$x = \frac{1}{2} 25 + \frac{104352 - M_4}{1700 \times 25} = 12.50 + 2.455 = 14.955,$$

le moment maximum M_x correspondant à chacun des points ainsi déterminés se calculera au moyen de la formule

$$M_x = M_0 + \frac{1}{2} px^2 - \frac{1}{2} plx - \frac{M_0 - M_1}{l} x.$$

1re *Hypothèse.* — Valeur de M_x maximum.

1re travée. $$M_x = \frac{1}{2} 1700 \times 10.045^2 \frac{1}{2} 1700 \times 25 \times 10.045 -$$

$$- \frac{104352}{25} \times 10.045 = - 85.760,$$

2e travée. $M_x = 104352 + \frac{1}{2} 1700 \times 12276^2 - \frac{1}{2} 1700 \times$

$\times 25 \times 12.276 - \frac{104352 - 113898}{25} \times 12.276 = -23.700.$

3e travée. $M_x = 113898 + \frac{1}{2} 1700 \times 12.724^2 - \frac{1}{2} 1700 \times$

$\times 25 \times 12.724 - \frac{113898 - 104352}{25} \times 12.724 = -23.700.$

4e travée. $M_x = 104352 + \frac{1}{2} 1700 \times 14955^2 - \frac{1}{2} 1700 \times$

$\times 25 \times 14.955 - \frac{104352}{25} \times 14.955 = 85.760.$

2e *Hypothèse.* — Valeur de x maximum.

1re travée. $x = \frac{1}{2} 25 + \frac{197544}{3700 \times 25} = 12.50 - 2.13 = 10.37,$

2e travée. $x = \frac{1}{2} 25 + \frac{97.544 - 53571}{1700 \times 25} = 12.50 + 3.38 = 15.88,$

3e travée. $x = \frac{1}{2} 25 + \frac{53571 - 119419}{1700 \times 25} = 12.50 - 1.54 = 10.96,$

4e travée. $x = \frac{1}{2} 25 + \frac{119419}{1700 \times 25} = 12.50 + 2.81 = 15.31.$

2e *Hypothèse.* — Valeur de M_x maximum.

1re travée. $M_x = \frac{1}{2} 3700 \times 10.37^2 - \frac{1}{2} 3700 \times 10.37 \times$

$\times 25 \times 12.37 - \frac{197.544}{25} \times 10.37 = -198730,$

2e travée. $M_x = 197544 + \frac{1}{2} 1700 \times 15.88^2 - \frac{1}{2} 1700 \times$

$\times 25 \times 15.88 - \frac{197544 - 53571}{25} \times 15.88 = -17013,$

3e travée. $M_x = 53571 + \frac{1}{2}1700 \times 10.\overline{96}^2 - \frac{1}{2}1700 \times$

$\times 25 \times 10.96 - \frac{53571 - 119419}{25} \times 10.96 = -48360,$

4e travée. $M_x = 119419 + \frac{1}{2}1700 \times 15.\overline{31}^2 - \frac{1}{2}1700 \times$

$\times 25 \times 15.31 - \frac{119419}{25} \times 15.31 = -79807.$

3e *Hypothèse.* — Valeur de x maximum.

1re travée. $x = \frac{1}{2}25 + \frac{175223}{1700 \times 25} = 8,38,$

2e travée. $x = \frac{1}{2}25 + \frac{175223 - 142857}{3700 \times 25} = 12.85,$

3e travée. $x = \frac{1}{2}25 + \frac{142857 - 97098}{1700 \times 25} = 13.57,$

4e travée. $x = \frac{1}{2}25 + \frac{97098}{1700 \times 25} = 14.78.$

3e *Hypothèse.* — Valeur de M_x maximum.

1re travée. $M_x = \frac{1}{2}1700 \times 8.\overline{38}^2 - \frac{1}{2}1700 \times 25 \times 8.38 -$

$- \frac{175223}{25} \times 8.38 = -59654,$

2e travée. $M_x = 175223 + \frac{1}{2}3700 \times 12.\overline{85}^2 - \frac{1}{2}3700 \times$

$\times 25 \times 12.85 - \frac{175223 - 142857}{25} \times 12.85 = -130.244,$

3e travée. $M_x = 142857 + \frac{1}{2}1700 \times 13.\overline{57}^2 - \frac{1}{2}1700 \times$

$\times 25 \times 13.57 - \frac{142857 - 97098}{25} \times 13.57 = -13819,$

4e travée. $M_x = 97098 + \frac{1}{2}1700 \times 14.\overline{78}^2 - \frac{1}{2}1700 \times$

$\times 25 \times 14.78 - \frac{97098}{25} \times 14.78 = -88699.$

4e *Hypothèse.* — Valeur de x maximum.

$$1^{re}\text{ travée. } x = \frac{1}{2}25 + \frac{258928}{3700 \times 25} = 9.71,$$

$$2^{e}\text{ travée. } x = \frac{1}{2}25 + \frac{258928 - 120535}{3700 \times 25} = 13.99,$$

$$3^{e}\text{ travée. } x = \frac{1}{2}25 + \frac{120535 - 102678}{1700 \times 25} = 12.92,$$

$$4^{e}\text{ travée. } x = \frac{1}{2}25 + \frac{102678}{1700 \times 25} = 14.91.$$

4e *Hypothèse.* — Valeur de M_x maximum.

$$1^{re}\text{ travée. } M_x = \frac{1}{2}3700 \times \overline{9.71}^2 - \frac{1}{2}3700 \times 25 \times 9.71 - \frac{258928}{25} \times 9.71 = -174.103,$$

$$2^{e}\text{ travée. } M_x = 258928 + \frac{1}{2}3700 \times \overline{13.99}^2 - \frac{1}{2}3700 \times 25 \times 13.99 - \frac{258928 - 120535}{25} \times 13.99 = -103.471,$$

$$3^{e}\text{ travée. } M_x = 120535 + \frac{1}{2}1700 \times \overline{12.92}^2 - \frac{1}{2}1700 \times 25 \times 12.92 - \frac{120535 - 102678}{25} \times 12.92 = -21357,$$

$$4^{e}\text{ travée. } M_x = 102678 + \frac{1}{2}1700 \times \overline{14.91}^2 - \frac{1}{2}1700 \times 25 \times 14.91 - \frac{102678}{25} \times 14.91 = -86439.$$

5e *Hypothèse.* — Valeur de x maximum.

$$1^{re}\text{ travée. } x = \frac{1}{2}25 + \frac{247767}{3700 \times 25} = 9.83,$$

$$2^{e}\text{ travée. } x = \frac{1}{2}25 + \frac{247767 - 165178}{3700 \times 25} = 13.39,$$

$$3^{e}\ \text{travée.}\quad x = \frac{1}{2}\,25 + \frac{165\,178 - 247\,767}{3700 \times 25} = 11.61,$$

$$4^{e}\ \text{travée.}\quad x = \frac{1}{2}\,25 + \frac{247\,767}{3700 \times 25} = 15.17.$$

5e *Hypothèse.* — Valeur de M_x maximum.

$$1^{re}\ \text{travée.}\quad M_x = \frac{1}{2}\,3700 \times 9.\overline{83}^{2} - \frac{1}{2}\,3700 \times 25 \times 9.83 - \frac{247\,767}{25} \times 9.83 - 178\,457,$$

$$2^{e}\ \text{travée.}\quad M_x\ 247\,767 + \frac{1}{2}\,3700 \times 13.\overline{39}^{2} - \frac{1}{2}\,3700 \times 25 \times \times 13.39 - \frac{247\,767 - 165\,178}{25} \times 13.39 = -84\,061,$$

$$3^{e}\ \text{travée.}\quad M_x = 165\,178 + \frac{1}{2}\,3700 \times 11.\overline{61}^{2} - \frac{1}{2}\,3700 \times \times 25 \times 11.61 - \frac{165\,178 - 247\,767}{25} \times 11.61 = -84\,061,$$

$$4^{e}\ \text{travée.}\quad M_x = 247\,767 + \frac{1}{2}\,3700 \times 15.\overline{17}^{2} - \frac{1}{2}\,3700 \times \times 25 \times 15.17 - \frac{247\,767}{25} \times 15.17 = -178.457.$$

Comme nous l'avons dit dans les pages précédentes pour éviter de chercher plusieurs points dans chaque travée et pour les différents cas de surcharge, nous nous servirons d'un moyen graphique, qui consiste dans le tracé d'une parabole dont l'équation est de la forme suivante :

$$M = \frac{1}{2}\,px^{2}.$$

D'ailleurs dans toutes les combinaisons de surcharge que l'on peut faire, nous n'avons jamais que deux valeurs de p.

Savoir :

1° p = poids mort.

2° p = poids mort plus la charge d'épreuve.

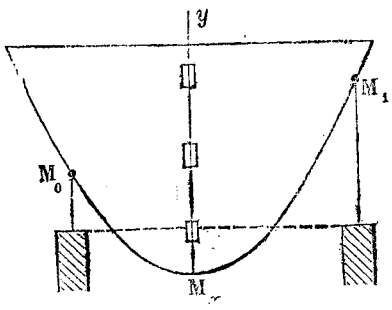
On n'a ainsi à construire que deux paraboles, qui, pour le cas qui nous occupe, seront données par les deux équations suivantes :

$$1^{er}\text{ cas. . . . . } 1700\,x^2,$$
$$2^{e}\text{ cas. . . . . } 3700\,x^2.$$

Ces deux paraboles une fois trouvées pour déterminer les positions qu'elles doivent occuper sur l'épure, par rapport aux points d'appuis dans les diverses hypothèses de surcharge, il suffira, comme l'axe des y est vertical, de déterminer les positions de leurs sommets, qui sont données par les valeurs de x et M_x maximum trouvées plus haut.

Pour l'application de la méthode graphique, nous traçons sur un carton les deux paraboles données par les équations, les découpant ensuite sous forme de patrons (*croquis ci-contre*), nous les plaçons sur l'épure, et maintenant toujours leur axe des y vertical, nous les faisons courir parallèlement à elles-mêmes de manière à venir faire successivement correspondre leurs sommets aux différents points déterminés par leurs coordonnées, calculées comme ci-dessus.

Fig. 46.



Nous avons à l'aide de ces patrons et de cette méthode, tracé pour chacune des quatre travées du viaduc, les paraboles correspondant aux cinq hypothèses de surcharge indiquées plus haut.

On voit à l'inspection de l'épure (*Pl.* 19, *fig.* 3) que les efforts maximum de rupture, sont inférieurs dans tous les cas au moment de résistance des poutres dans leurs sections les plus défavorables.

Afin d'éviter de porter le moment d'élasticité maximum tantôt au-dessus, tantôt au-dessous de l'axe horizontal, toutes les ordonnées négatives de notre courbe parabole

maximum, ont été portées comme positives, au-dessus de l'axe.

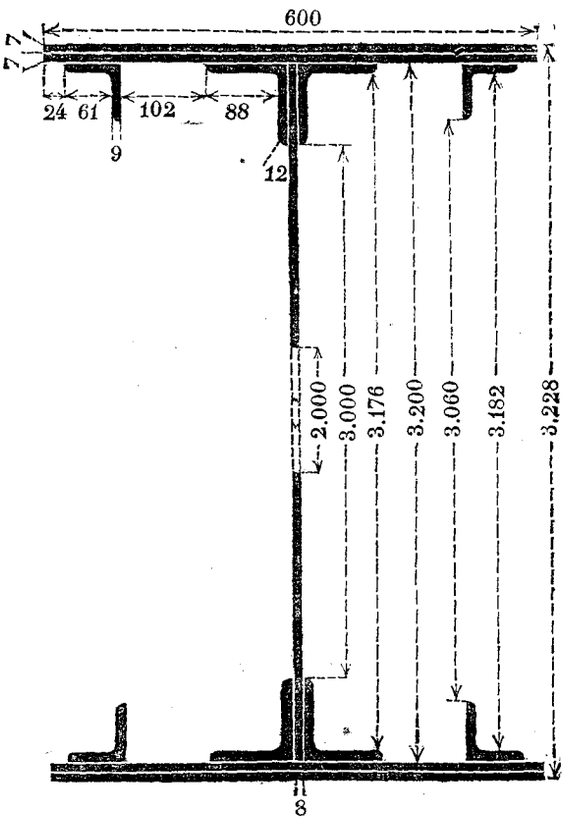
CALCUL DES MOMENTS DE RÉSISTANCE DE LA POUTRE.

Il nous reste à calculer ce moment de résistance.

Le moment de résistance de la poutre nous est donné par la formule

$$M_r = \frac{RI}{V'}.$$

Fig. 47.



Dans laquelle pour le cas qui nous occupe

$$R = \text{coefficient de résistance} = 6000\,000,$$

$$I \text{ moment d'inertie} = ab^3 - 2\left(\frac{a'b'^3 + a''b''^3 + a'''b'''^3 + a^{IV}b^{IV3}}{12}\right),$$

$$V' = \frac{1}{2}\,b = 0.607.$$

Remplaçant ces notations par leurs valeurs et faisant les calculs nous obtenons le moment de résistance de la poutre dans sa plus grande section

$$M_r = 341\,488 \text{ kilogrammètres.}$$

Ce moment ainsi calculé pour un travail du fer à 6 kilogrammes par millimètre carré est supérieur au moment maxima de rupture qui est de

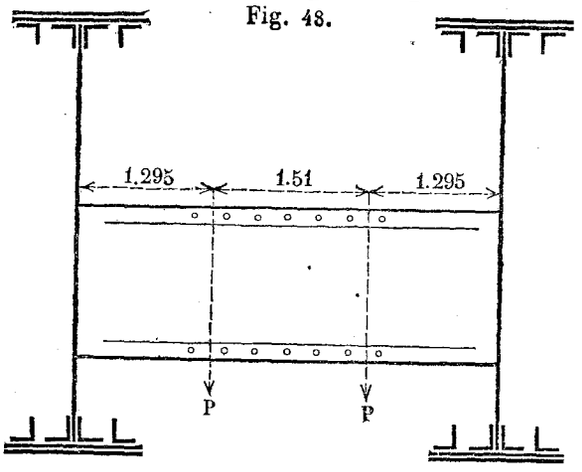
259000.

On en déduit facilement que la poutre ne travaillera jamais à plus de $4^k,50$ par millimètre carré.

Paroi verticale. — Les parois verticales de cet ouvrage sont exactement semblables à celles du pont de la Grande-Baïse (voir page 81).

Nous avons vu par les calculs de cette paroi, composée de diagonales en rails Barlow, que ces rails formant croisillons, travaillent comme tension dans le sens de leur longueur, que cette tension est nulle au point de la travée qui correspond au point de rupture maximum, et que ce n'est qu'en approchant des points d'appui que cette tension augmente; nous n'indiquons pas ici, les calculs de ces croisillons, qui sont du reste dans d'excellentes conditions de résistance comme on l'a déjà vu dans le pont de la Grande-Baïse, où on a calculé les deux cas les plus défavorables pour ces croisillons. — Nous avons expliqué en détails pour le pont de Langon les calculs nécessaires pour déterminer les dimensions des di-

Fig. 48.



verses parties de cette paroi.—Nous compléterons la théorie des croisillons dans le chapitre relatif au viaduc de l'Osse.

Pièces de pont. — La valeur du moment maximum de rupture correspond au milieu de la portée de la pièce, c'est pour la section en ce point que nous allons chercher la relation qui exprime l'équilibre des forces.

L'équation d'équilibre est

$$R\frac{I}{V'} = Pl + \frac{pC^2}{2} \qquad (1)$$

$$\frac{I}{V'} = \frac{(147 \times 650^3) - 2[(61 \times 632^3) + (9 \times 510^3)]}{6 \times 650},$$

$$\frac{I}{V'} = 1842299,$$

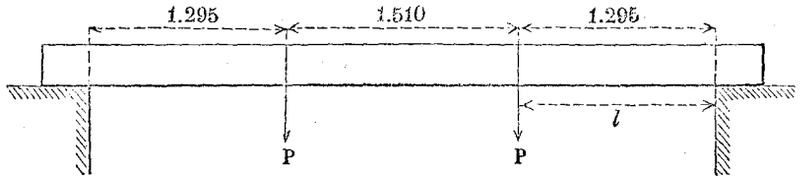
$$l = 1^m.295,$$

$$P = 335 \text{ kilog.}$$

se décomposant ainsi

Poids d'un longeron.	185
Rails et coussinets.	150
Total.	335

Fig. 49.



$p = 4405$ charge par mètre courant de pont formée de,

	kilog.
1° Poids dû à la surcharge $= 3^m \times 5000 =$.	15000
2° Poids de la pièce de pont.	300
3° Tablier comprenant plancher et ballast.	2762
Total.	18062

Qui, répartis sur une longueur de 4.10, donnent 4405.

$$C = 2050.$$

Substituant, nous avons

$$R\frac{I}{V'} = 9689831;$$

d'où

$$R = \frac{9689150}{1842299} = R = 5^{k}.26.$$

Longerons. — Ces pièces seront considérées comme simplement posées à leurs extrémités.

Leur moment de rupture maximum se trouvera donc au milieu de leur portée.

L'équilibre de la section en cet endroit est

$$R\frac{I}{V'} = \frac{P}{2}l, \qquad (1)$$

Fig. 50.

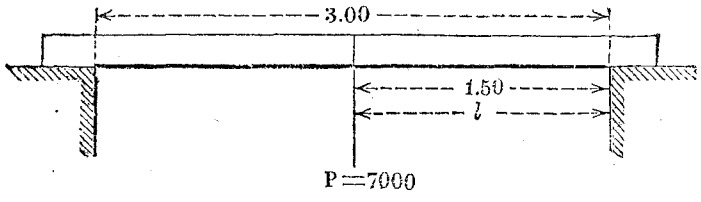
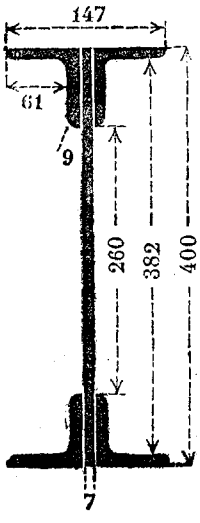


Fig. 51.



La plus grande charge qu'un longeron ait à supporter est celle d'une roue motrice de machine, c'est-à-dire 7000 kilos.

$$P = 7000 \text{ kilog.}$$

De l'équation (1) tirant la valeur de R, on obtient

$$R = \frac{Pl}{\frac{I}{V'} \times 2} \qquad (2)$$

$$\frac{I}{V'} = \frac{147 \times 400^3 - 2(61 \times 382^3 + 9 \times 260^3)}{6 \times 400},$$

$$\frac{I}{V'} = 954579,$$

$$P = 7000 \text{ kilog.}$$

$$l = 1^m.50;$$

substituant nous avons

$$R \frac{7000 \times 1500}{954579 \times 2} = 5^k.49.$$

PROCÈS-VERBAL DES ÉPREUVES SUBIES PAR LE VIADUC EN TÔLE DE L'ESTRESSOL.

Le viaduc de l'Estressol se compose de quatre travées présentant une longueur totale de tablier de 100 mètres, les deux travées extrêmes ont chacune une ouverture de 25 mètres comprise entre les points d'appui du tablier; les deux travées intermédiaires semblables entre elles ont chacune 25 mètres d'ouverture, mesurée également entre les points d'appui. La charpente métallique est composée de deux poutres pareilles laissant un espace de $4^m.65$ libre pour la voie (venant d'Agen).

La charge pour le poids mort a commencé par la première travée (celle côté d'Agen), le 11 novembre 1865, à 1 heure du soir et a duré jusqu'à 9 heures, c'est-à-dire pendant 8 heures, ainsi que cela est prescrit par les décisions ministérielles relatives aux épreuves des ponts métalliques.

La charge obtenue au moyen de deux machines était de 121 tonnes 200 kilos tandis que la charge réglementaire, calculée à raison de 4 tonnes par mètre courant d'ouverture ne devait être que de $4 \times 25 = 100$ tonnes.

Des repères avaient été posés de manière à faire connaître la position initiale du milieu de chaque poutre à celles correspondantes aux périodes du chargement ; à cet effet, pour chaque poutre un premier repère avait été tracé sur un madrier encastré à chacune de ses extrémités dans la tôle T de la poutre et qui, par conséquent, reproduisait tous les mouvements, dans le sens vertical, provoqués par la charge de la poutre.

Un second repère, rattaché d'une manière précise au premier, était tracé sur un autre madrier invariable de position et entièrement indépendant du pont. Les faces de ces madriers étaient situées dans des plans parallèles et suffisamment rapprochées, sans toutefois donner lieu à aucun frottement, la poutre s'abaissant ou se relevant la distance initiale entre les deux repères variait et la distance en plus ou en moins que l'on mesurait avec toute la précision désirable, faisait connaître l'abaissement ou le relèvement de la poutre en son milieu, puisque les repères avaient été posés de manière à correspondre au milieu de chaque travée.

Pour déterminer le mouvement du viaduc sur les glissières, des marques au burin avaient été primitivement tracées sur les siéges des glissières, de manière à fixer la longueur comprise entre cette marque et l'extrémité des glissières avant toute expérience. La différence entre cette longueur primitive et celle mesurée pendant le chargement permettait de connaître le mouvement horizontal du viaduc sur les glissières.

La première travée étant chargée comme nous l'avons dit précédemment, l'abaissement maximum constaté (voir le tableau ci-annexé) a été de 14 millimètres 5 pour la poutre de droite et 15 millimètres pour la poutre de gauche. Cet abaissement a été obtenu immédiatement après la charge et les poutres sont revenues à leur position primitive dès que la travée a été libre. Pendant la charge,

le maximum de la marche des glissières a été de 1 millimètre.

La charge au poids mort de la deuxième travée a commencé le 11 novembre 1865 à 9 heures du soir et a duré jusqu'au lendemain 12 à 6 heures du matin, c'est-à-dire pendant 9 heures, soit 1 heure de plus que la durée réglementaire. La charge obtenue au moyen de deux machines était de 121 tonnes 200 kilos. Pendant la charge le maximum de la marche des glissières a été de 1 millimètre 5.

L'abaissement maximum constaté a été de 13 millimètres pour la poutre de droite; la flexion de la poutre de gauche a été de 13 millimètres 5. Comme pour la travée précédente les flexions se sont produites presque immédiatement après la charge et ont cessé dès que la charge a été enlevée.

L'épreuve de la troisième travée a commencé le 12 novembre 1865 à 6 heures du matin; la charge étant la même que pour la deuxième travée, elle a duré jusqu'à 2 heures du soir, c'est-à-dire pendant 8 heures. La plus forte flexion a été de 13 millimètres 5 pour la poutre de droite, pour celle de gauche elle a été de 10 millimètres. Comme pour les travées précédentes, les flexions se sont produites presque immédiatement après la charge et ont cessé dès que la charge a été enlevée. Le mouvement des glissières a été de 1 millimètre.

L'épreuve de la quatrième travée a commencé le 12 novembre 1865 à 2 heures du soir et a duré jusqu'à 10 heures, c'est-à-dire pendant 8 heures. La charge était la même que pour les autres travées. La flexion maximum de la poutre de droite a été de 14 millimètres; celle de la poutre de gauche de 14 millimètres; ces flexions ont disparu après l'enlèvement de la charge. Le mouvement des glissières a été de 1 millimètre 3.

Chaque travée ayant été éprouvée séparément, on a dû

procéder à la charge simultanée de toutes les travées. La longueur totale du tablier était de 100 mètres ; la charge réglementaire à raison de 4 tonnes par mètre courant devait être de 400 tonnes seulement ; la charge effectuée était de 420 tonnes, comme il est dit au tableau annexé au procès-verbal, soit 20 tonnes en plus. Le chargement commencé le 12 novembre à 10 heures du soir a duré jusqu'au lendemain 13 à 7 heures du matin. La charge totale est restée 9 heures sur le tablier. Les flexions maximums pour chacune des poutres sont les suivantes :

		millim.
Travée n° 1. . .	Poutre de droite.	13.5
	— gauche.	14.0
— 2. . .	— droite.	12.0
	— gauche.	13.0
— 3. . .	— droite.	12.0
	— gauche.	10.0
— 4. . .	— droite.	14.0
	— gauche.	14.5

Le tableau donnant les résultats constatés d'heure en heure fait voir que pour chaque poutre, la flexion maximum a été obtenue à 1 millimètre près, immédiatement après la charge, et que les poutres ont repris leur position initiale dès que la charge a été enlevée.

Le mouvement des glissières a été presque insignifiant pour n'avoir pu constater que 1 millimètre au maximum.

Les épreuves de vitesse auxquelles nous avons procédé le 7 novembre 1865 ont été de deux sortes :

1° Épreuve à petite vitesse ;

2° Épreuve à grande vitesse.

Pour les épreuves à petite vitesse, le train était composé comme suit : deux machines Engerth en feu, pesant	tonnes.	kil.
ensemble, y compris l'eau et le combustible au complet.	135	600
Trois machines mixtes comme ci-dessus, pesant ensemble.	128	100
Une machine 600 comme ci-dessus, pesant.	53	400
Total.	317	100

Ainsi composé, le train a été d'abord lancé à des vitesses successives de 30 à 50 kilomètres à l'heure, mesurées au moyen d'une montre à secondes, à l'aide de laquelle on calculait le moment précis où le train entrait sur le tablier du viaduc et celui où il en sortait. Le tableau relatif aux épreuves du poids roulant donne, pour chaque poutre, l'abaissement en son milieu. Le maximum constaté est de 15 millimètres, il est relatif à la poutre de gauche de la travée n° 1.

Pour les épreuves à grande vitesse, le train était composé comme pour l'épreuve à petite vitesse. Ainsi composé le train a marché à des vitesses successives de 50 à 80 kilomètres à l'heure. La flexion maxima constatée a été de 14 millimètres et elle est relative aux deux poutres de la première travée. Chacune des travées, est du reste, revenue à sa position d'équilibre après le passage des trains.

VIADUC DE L'ESTRESSOL. — *Tableau des épreuves au poids mort.*

DATE ET HEURE des Opérations.	NUMÉROS DES TRAVÉES.								GLISSIÈRES.				OBSERVATIONS.
	1		2		3		4		Culée droite.		Culée gauche.		
	poutre de gauche.	poutre de droite.	poutre de gauche	poutre de droite.	poutre de gauche.	poutre de droite.	poutre de gauche.	poutre de droite.	côté gauche.	côté droit.	côté gauche.	côté droit.	
													Pour les épreuves partielles, le chargement se composait : 1° d'une machine Engerth pesant. . . . . 67T.800 ; 2° d'une machine 600 pesant. . . . . 53 .400 ; Poids total. . . 121 200
1° *Épreuves partielles.*													
11 *Novembre* 1865.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	Pour le chargement général, le chargement se composait : 1° de 4 machines mixtes pesant ensemble. . . . . 170T.800 ; 2° de 2 machines Engerth mixtes pesant ensemble. . . 135 .600 ; 3° d'une machine 600 pesant. . . . . 53 .400 ; 4° de 3 plates-formes chargées de rails, pesant ensemble, y compris la terre. 60 .200 ; Poids total. . . 428 .000
1h du soir	15	14.5	»	»	»	»	»	»	1	1	1	1	
9h du soir	»	»	13.5	13	»	»	»	»	1.5	1.5	1.5	1.5	
12 *Novembre* 1865.													
6h du matin.	»	»	»	»	10	13.5	»	»	1	1	1	1	
2h du soir.	»	»	»	»	»	»	14	14	1.3	1.3	1.3	1.3	
2° *Épreuves simultanées ou chargement général du viaduc.*													
12 *Novembre* 1865.													Immédiatement après la charge, les poutres ont atteint les flexions constatées ci-contre, à un millimètre près, c'est-à-dire que cette flexion n'a augmenté, durant 8 heures environ, que de un millimètre
10h du soir.	14.5	13.5	13.5	12	10	12	14.5	14	1	1	1	1	

VIADUC DE L'ESTRESSOL. — *Tableau des épreuves au poids mort.*

DATE ET HEURE des épreuves.	Numéros des épreuves.	POIDS du train en tonnes.	VITESSE du train à chaque épreuve.	ABAISSEMENT EN MILLIMÈTRES SUBI PAR CHAQUE POUTRE EN SON MILIEU.								OBSERVATIONS.
				Travée 1.		Travée 2.		Travée 3.		Travée 4.		
				poutre de gauche.	poutre de droite.	poutre de gauche.	poutre de droite.	poutre de gauche.	poutre de droite.	poutre de gauche.	poutre de droite.	
7 *Novembre.* 1865.												
—		tonnes.	kilom.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	
3h du soir.	1	317.100	30	13	12	11	11	10	10	12	12	Le poids du train se composait :
3h 22m.	2	317.100	50	15	14.5	12	10	10	10.5	13.5	12.5	
3h 22m.	3	317.100	80	14	14	12.5	12.5	11	10.5	12	13.5	

	tonnes
de 2 machines Engerth, pesant ensemble	135.600
de 3 machines mixtes, . . id.	128.100
de 1 machine. . . . . id.	53.400
Poids total.	317.100

MÉTRÉ DÉFINITIF DU VIADUC DE L'ESTRESSOL.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiels.	totaux.
		mèt.	mèt.	mèt.	kilog.	kilog.	
Tôles pour plates-bandes verticales.	2	109.50	0 60	0.007	54.60	7174.44	
Cornières horizontales des plates-bandes	4	109.50	100.000	0.012	18.50	8103.00	
Couvre-joints des plates-bandes verticales.	72	0.60	0.50	0.007	»	1179.36	
Tables horizontales.	2	109.50	0.60	0.007	»	7174.44	
Couvre-joints de ces tables. . . .	36	0.60	0.50	0.007	»	589.68	
Couvre-joints des cornières des tables horizontales.	108	0.60	0.207	0.009	»	941.38	
Tôles des panneaux pleins des piles.	3	3.147	1.986	0.007	»	1023.75	
Tôles des panneaux pleins des culées.	2	2.397	1.986	0.007	»	519.79	
Couvre-joint des panneaux pleins.	72	0.59	0.20	0.007	»	463.87	
Fers à T des panneaux pleins. . .	20	3.00	170 — 90	0.008	»	936.00	
Tôle pour âme verticale des montants.	41	3.00	0.398	0.007	»	2686.32	
Cornières de ces montants. . . .	164	3.00	0.07 / 0.07	0.009	9 50	4674.00	
Id. des montants sur les plates-bandes verticales. . . .	224	0.50	0.07 / 0.07	0.009	9.50	1064.00	
Couvre-joint des montants verticaux.	56	0.386	0.40	0.007	»	472.29	
Goussets verticaux des montants.	164	1.05 / 2	0.60	0.007	»	2900.18	
Cornières intérieures sur les piles.	12	4.00	0.07 / 0.07	0.009	9.50	456.00	
Id. id. sur les culées.	8	3.00	0.07 / 0.07	0.009	9.50	228.00	
Id. des goussets.	112	1.00	0.07 / 0.07	0.009	9.50	1064.00	
Id. sur les tables.	4	109.50	0.07 / 0.07	0.009	9.50	4161.00	
Semelles formant doublures. . .	6	13.00	0.60	0.007	»	2555.28	
Couvre-joints des semelles. . . .	6	0.60	0.50	0.007	»	98.28	
Têtes de rivets de 0.025	15520	»	»	»	0.100	1552.00	
Têtes de rivets de 0.022. . . .	62402	»	»	»	0.088	5491.37	
Poids d'une poutre.						55608.43	kilog.
Pour deux poutres semblables.						. . . . .	111216.86
Pièces de pont.							
Ame verticale.	1	4.10	0.65	0.007	54.60	145.51	
Cornières horizontales.	4	4.70	0.07 / 0.07	0.009	9.50	178.60	
A reporter. . .						324.11	111216.86

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS par mètre courant.	partiels.	totaux.
				Report.		324.11	111 216.86
		mèt.	mèt.	mèt.	kilog.	kilog.	
Goussets d'assemblage.	2	$\frac{1.73 + 0.65}{2}$		0.007	»	36.98	
Cornières verticales sur ces goussets.	4	0.90	$\frac{0.07}{0.07}$	0.009	9.50	34.20	
Couvre-joints.	4	0.59	0.44	0.007	»	56.78	
Têtes de rivets de 0.022.	350	»	»	»	0.088	30.80	
Poids d'une pièce de pont.						482.87	kilog.
Pour quarante-et-un semblables.						. . . . .	19797.67
Longerons.							
Ame verticale.	1	109.50	0.40	0.007	54.60	2391.48	
Cornières horizontales.	4	109.50	$\frac{0.07}{0.07}$	0.009	9.50	4161.00	
Id. d'attache.	164	0.30	0.07	0.009	9.50	467.40	
Couvre-joints.	39	0.60	0.147	0.009	»	187.82	
Têtes de rivets de 0.022. . . .	6366	»	»	»	0.088	560.21	
Poids d'un longeron						7767.91	
Poids de deux longerons.						. . . . .	15535.82
Contreventement.							
Tirants.	92	3.62	0.15	0.012	»	4675.88	
Goussets sur les poutres.	52	0.94	0.40	0.007	»	1067.54	
Id. du milieu.	22	0.58	0.49	0.007	»	341.38	
Têtes de rivets de 0.022.	3600	»	»	»	0.088	316.80	
— des rails Brunel.	1152	»	»	»	0.088	101.38	
Poids du contreventement.						. . . . .	6502.98
Plaques de support et de glissières.	»		»	»	»	501.23	
Cornières.	»	38.40	$\frac{0.07}{0.07}$	0.009	9.50	364.80	
						866.03	866.03
Total.						. . . . .	153919.36
Rails Barlow pour croisillons. . .	»	»	»	»	»	»	21401.00
Rails Brunel pour support du plancher.	»	»	»	»	»	»	6107.00
Boulons et tirefonds.	»	»	»	»	»	»	288.60
Fonte rabotée pour coins et glissières.	»	»	»	»	»	»	9645.00
Plomb pour calage.	»	»	»	»	»	»	476.00
Bois de chêne pour calage. . .	»	»	»	»	»	»	303.00

Décompte définitif du viaduc de l'Estressol.

DÉSIGNATION des pièces.	Numéros de la série.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles.	SOMMES totales.	Observations.
1° *Fers et tôles.*						
Poutres longitudinales, pièces de pont, longerons, contre-ventements, rivets et glissières.	1	kilog. 153 919.00	francs. 0.70	francs. 107 743.30		
2° Rails Barlow pour croisillons.	2	21 401.00	0.45	9 630.45		
3° Rails Brunel pour supports de plancher.	3	6 107.00	0.25	1 526.75		
4° Boulons et tire-fonds. . . .	6	288.60	0.75	216.45		
Fonte rabotée pour coins et glissières. , ...	5	9 645.00	0.70	6 751.50		
5° Plomb pour calage.	7	476.00	0.60	285.60		
6° Bois de chêne pour plan-	8	30^{m3}.00	120.00	3 600.00		
Total général du viaduc.					francs. 129 754.05	(Partie métallique.)

Soit 1081.28 par mètre courant de poutre.

VIADUC MÉTALLIQUE DE BORDEAUX CONNU SOUS LE NOM DE VIADUC DE PALUDATE.

CHAPITRE PREMIER.

PRÉLIMINAIRE.

Considérations générales. — Le viaduc de Paludate est situé sur la rive gauche de la Garonne à Bordeaux, à la suite du grand pont métallique qui réunit le réseau des chemins de fer du Midi à celui des chemins de fer d'Orléans.

C'est le dernier ouvrage d'art sur lequel on passe en venant de Paris avant d'entrer en gare Saint-Jean.

Construit pour la traversée de la cale et du quai dont il porte le nom, dans un des quartiers les plus commerçants de la ville, il se raccorde à l'amont avec le pont et à l'aval avec le remblai se terminant à l'alignement des maisons du quai et compris entre les murs de soutènement bordant les rues des Terres de Bordes et de Saint-Thibaut.

Son mode particulier de construction est d'une exécution rapide et économique; il peut facilement être adopté pour tous les ouvrages d'art de ce genre, et, depuis, plusieurs ponts ont été exécutés suivant le même système.

Le viaduc de Paludate présente deux avantages qu'il aurait été difficile d'obtenir également avec tout autre système d'ouvrage en maçonnerie ou en tôles à grandes portées : — grand débouché, fondations légères.

La circulation du quai de Bordeaux est très-active et tend à s'accroître tous les jours et surtout aux abords de la gare du Midi; il fallait ménager la voie publique, la voie de fer qui dessert le port et laisser la cale aussi libre que possible, conditions auxquelles on n'aurait satisfait qu'incomplétement si l'on s'était arrêté à la première idée, de faire simplement un remblai partant de la culée du pont jusqu'à l'emplacement de la gare.

Mais pour donner un grand débouché, il faut des points d'appui solides; on ne pouvait y songer pour le viaduc de Paludate, à moins d'exécuter des fondations très-dispendieuses; de nombreux sondages avaient démontré que le terrain était d'alluvion, peu consistant et d'une grande profondeur.

C'est donc en cherchant à donner un grand débouché, tout en étant obligé de répartir sur la plus grande surface possible le poids de la construction, qu'on est arrivé à adopter le système d'ouvrage que représente le viaduc de Paludate, système qui parut tout d'abord audacieux à cause

de sa légèreté apparente, mais dont la sécurité absolue est confirmée aujourd'hui par l'expérience.

Description générale. — Le viaduc de Paludate est en fer et peut être classé parmi les ouvrages d'art métalliques dits à poutres droites.

La longueur mesurée sur l'axe entre les parements des culées est de $129^{m}.11$; construit pour deux voies, sa largeur est de $8^{m}.18$ (Pl. XXI, fig. 1 et 2.)

Il se compose de 19 travées qui n'ont pas toutes la même ouverture, à cause des différents passages qu'il fallait ménager :

mèt.		mètres.
6.11	pour la première à partir de la culée du pont. . . .	6.11
7.10 à 7.20	pour chacune des quinze suivantes.	108.10
2.85	pour la dix-septième.	2.85
9.20	pour la dix-huitième servant de passage à la chaussée.	9.20
2.85	pour la dix-neuvième arrivant à l'alignement du quai.	2.85
	Total égal à la longueur du viaduc.	129.11

Les ouvertures des travées 16 et 17 ont été modifiées plus tard pour le passage d'une nouvelle voie établie sur le quai ; la première a été portée à $8^{m}.26$ et la seconde réduite à $1^{m}.70$.

Cette irrégularité dans les ouvertures, sensible dans la projection géométrique du plan, se remarque peu dans la perspective de l'ouvrage où toutes les piles se présentent dans des plans différents. Le viaduc n'est pas en alignement droit dans toute sa longueur : en plan horizontal, il est en ligne droite dans les quatre premières travées sur une longueur de $29^{m}.28$ et en courbe de 500 mètres de rayon dans les autres, tournant vers l'amont sur une longueur de $99^{m}.83$.

La hauteur des travées varie à cause des différences du niveau dans le terre-plein du quai, de la cale et de la pente de la voie du viaduc qui est sur tout son dévelop-

	mètres.
pement de $0^m.0077$ par mètre courant; cette hauteur varie de $4^m.13$ à $4^m.55$.	4.550
La hauteur du tablier métallique est de.	0.651
Celle du garde-corps.	0.800
Ce qui donne pour la plus grande hauteur de l'ouvrage. .	6.001

Tablier métallique. — Le tablier métallique se compose de quatre poutres longitudinales continues, placées sous rails, et de deux poutres de rives. Ces six poutres, pour le maintien de l'écartement normal et de la rigidité horizontale, sont reliées par un système d'entretoises en fers T et contreventées par des fers plats posés en diagonale sur les poutres intermédiaires; chacune est à double T formée d'une âme verticale en fer plat et de deux tôles horizontales formant tables, reliées à l'âme par des cornières (Pl. XXI, fig. 3 et 4).

Ces poutres ainsi réunies les unes aux autres, formant un ensemble parfaitement solidaire, constituent le tablier proprement dit de l'ouvrage. Il est recouvert par un plancher en bois et surmonté d'un garde-corps en fonte, placé sur l'axe des poutres de rive.

La voie repose directement sur le plancher.

Culées. — Le tablier repose :

1° En ses points extrêmes, sur deux culées en maçonnerie, l'une à l'amont, commune avec le pont sur la Garonne, l'autre à l'aval, en alignement avec le quai et formant la tête des murs de soutènement dont nous avons parlé;

2° En ses points intermédiaires, sur dix-huit piles ou palées.

Palées. — Les palées sont caractéristiques. Chacune se compose d'une poutre transversale à la voie, poutre d'appui ou sommier, portée par cinq colonnes reposant, par l'intermédiaire de sabots en fonte, sur autant de dés en pierre dure couronnant un massif de fondations.

Chaque colonne d'une palée est formée de deux rails

Barlow, rivés, sur toute leur longueur, par leur grande base, avec deux petites fourrures en fer plat.

Des socles en fonte ornent les pieds de ces colonnes et des chapiteaux, en même métal, la tête des colonnes de rive (Pl. XXI, fig. 6 et 7).

Chaque palée, par le mode d'assemblage adopté, constitue, en quelque sorte, un cadre rigide qui, multipliant les points de contact avec les massifs en maçonnerie et donnant ainsi un grand empatement au polygone d'appui, assure la stabilité du viaduc. De plus, en plaçant les poutres sous rails en dehors des axes des colonnes, c'est-à-dire en des points flexibles, on a pu conserver à la voie toute son élasticité.

Dans l'avant-projet, les colonnes étaient en fonte et de forme ordinaire; on aurait pu craindre, avec cette matière, la rupture, dans le cas peu probable, du reste, d'un puissant choc transversal aux fûts de ces colonnes; on substitua, avec avantage, le fer; sa ténacité et son élasticité donnent plus de garantie de solidité, et en employant des rails Barlow, on réalisa une notable économie.

Fondation des palées. — Les sept premières palées établies dans le lit même de la Garonne (qui fut plus tard remblayé en cette partie pour le service de la navigation), sont placées chacune sur un massif de maçonnerie brute sur pilotis et grillage; les fondations des autres palées sont également en maçonnerie, mais reposant simplement sur un grillage et une forme en sable.

Chaque massif est recouvert d'un trottoir dont la bordure en granit préserve les colonnes du choc des voitures et des wagons.

CHAPITRE II.

FONDATIONS.

Coupe géologique. — De nombreux sondages, dont onze principaux faits dans le lit de la Garonne pour l'exécution du grand pont métallique et à l'emplacement même de la culée rive gauche, pouvaient donner une idée assez exacte de la nature du terrain sur lequel on devait fonder le viaduc. On fit néanmoins trois sondages importants sur le quai de Paludate.

		mètres.	
Le premier à une distance de		51.55	de l'axe de la culée.
Le second	—	59.74	—
Le troisième	—	104.72	—

Ces sondages, dont les coupes sont indiquées dans la Pl. XXII, *fig.* 1, furent exécutés, autant que la nature du terrain le permettait, par le procédé chinois, dit sondage à la corde.

Une plate-forme, établie sur pilotis, portait une chèvre, armée d'une poulie à sa partie supérieure; sur celle-ci s'enroulait une corde à l'extremité de laquelle on avait attaché l'outil foreur. Cet outil était une tarière, simple tuyau en tôle, pourvu d'une soupape à boulet et dont l'extrémité inférieure était aciérée et terminée en biseau. Le battage se faisait à bras d'homme; on soulevait l'outil et on le laissait tomber d'une certaine hauteur. Ce mouvement alternatif désagrégeait le sol, faisait passer le sable ou détritus dans le corps de la tarière, et lorsqu'on jugeait qu'il était plein, on remontait l'outil pour le vider et le redescendre ensuite.

A mesure de l'enfoncement, pour empêcher les sables de s'ébouler, de combler continuellement le trou de sonde, on tubait; la colonne descendait par son propre poids et pressée par un système de vis établi sur la plate-forme de l'appareil.

Pour traverser certaines couches d'argile, on dut avoir recours à un outillage perfectionné ; la corde est remplacée par des tiges rigides à emmanchements mâles et femelles ; un trépan spécial sert à forer et la manœuvre se fait à l'aide d'un treuil.

Ces sondages démontrèrent, d'une façon positive, que l'on avait affaire à un sol d'alluvion d'une grande épaisseur, compressible et affouillable dans toute la partie baignée par les eaux de la Garonne.

Ce terrain, formé principalement de couches alternatives d'argile, de sable fin plus ou moins éboulant, de glaise mélangée de sable, présentait les conditions les plus défavorables pour asseoir de solides fondations. Il n'y avait pas à songer à descendre jusqu'au tuf, qui ne fut rencontré par la sonde qu'à une profondeur de plus de 20 mètres au-dessous du niveau moyen de la mer.

Les sept premières piles établies en rivière, comme la culée rive gauche, durent être fondées sur pilotis.

On fit un grand nombre d'essais sur les différents systèmes de pieux, pour connaître celui qui pouvant s'enfoncer le plus profondément possible, présenterait les meilleures conditions de stabilité pour recevoir les fondations du viaduc.

On ne pouvait cependant, avec la nature essentiellement compressible du sol, avoir la garantie certaine de faire reposer immédiatement la construction d'une manière stable. On devait s'attendre que des tassements se produiraient, et que l'équilibre ne s'établirait qu'au bout d'un certain temps.

Ce fut dans cette prévision que le mode de construction du viaduc de Paludate fut adopté ; le tablier métallique put en effet, par sa constitution même, suivre facilement les mouvements du terrain, et être ramené rapidement à sa position première par un simple calage pratiqué aux points d'inflexion, entre la partie inférieure des colonnes et les

massifs de fondation sur lesquels reposent ces dernières.

Culée amont. — La culée amont de cet ouvrage est commune avec le pont métallique de Bordeaux. Elle comprend deux parties distinctes : l'une dont le plan supérieur est au niveau du sol; l'autre s'élevant de ce niveau jusqu'au-dessous des poutres du pont et du viaduc. Les détails de construction ont été développés dans le mémoire sur le pont métallique de Bordeaux (*Ann. des ponts et chaussées*, 1867, livraison de juillet-août).

Culée aval. — La culée aval du viaduc (côté de Bordeaux) et la partie des murs comprenant les ouvertures des cours situées à droite et à gauche de l'entrée en gare Saint-Jean, sont en alignement avec la façade des maisons du quai de Paludate.

Elle est construite en maçonnerie de moellons bruts à chaux hydraulique d'Échoisy parementée en pierre dure de Saint-Macaire, taillée en moulures rappelant celles de l'autre culée.

Elle est établie sur pilotis dont les détails d'exécution sont indiquées (Pl. XXII).

Murs de soutènement. — Les murs de soutènement sont au nombre de trois, deux à gauche du chemin de fer, le troisième à droite.

Le deuxième mur à gauche a 10 mètres de longueur; il soutient, à l'entrée de la cour de ce côté, les terres de la plate-forme, d'une voie de garage dont le talus, à partir de cette distance, prend pied dans l'espace libre de cette même cour, suivant une pente de trois de base pour un de hauteur.

Le mur n° 1 à gauche, et celui à droite, comprennent la plate-forme, faisant immédiatement suite au viaduc. Comme elle, ils s'épanouissent de manière à laisser un espace suffisant pour la ramification des voies de service des gares des voyageurs et des marchandises, et la soutiennent ainsi, sur une longueur de 146 mètres, à partir de la culée du viaduc, comptée suivant l'axe du chemin de fer.

Ces murs sont en maçonnerie de moellons bruts à chaux hydraulique d'Échoisy, simplement têtués en parement et couronnés d'un bandeau en pierre dure de Saint-Macaire, sur lequel est établi un garde-corps en fonte continuant celui du viaduc.

Comme la culée et en leurs points de raccordement avec elle, ils sont établis sur pilotis, sur une longueur de 35 mètres, au point où la couche du gros sable du bassin de la Garonne se relève sur sa rive gauche à la cote de 1m.25 et au-dessus.

A partir de ce niveau, l'établissement est continué sur sable et béton.

Fondations des palées. — Les fondations proprement dites du viaduc, celles des palées, ont été commencées le 16 novembre 1859 et terminées le 30 juin 1860.

Les dix-huit piles, composées chacune de cinq colonnes avec dés en pierre, reposent sur dix-sept massifs en maçonnerie, la deuxième et la troisième palée, à partir de la façade du quai de Paludate, étant supportées par le même massif de fondation.

Les colonnes composant chaque pile et par suite les axes de leurs fondations respectives, sont toutes parallèles entre elles et perpendiculaires à la tangente à la courbe.

Les sept premières palées, qui s'avançaient, lors de la construction du viaduc, dans le lit même de la Garonne, sont fondées sur pilotis et massif de maçonnerie brute avec chaux hydraulique. Le plan supérieur de la plateforme, formant le couronnement des pilotis et sur laquelle repose le massif, est à la cote environ 2 mètres en contrehaut du lit de la Garonne. Un enrochement comble l'espace compris entre les pieux et ceux-ci sont solidement moisés, dans tous les sens, sur cette hauteur.

Les dix autres palées sont simplement établies chacune sur massif de maçonnerie brute et grillage reposant sur une forme générale en gros sable.

Le plan supérieur de ces grillages est arrêté à la cote $0^m.00$ du plan de comparaison.

Fouilles. — Les fouilles ont été attaquées en reculant du quai de Paludate vers la Garonne, et l'avancement réglé de façon qu'il n'y ait jamais, à la fois, au-dessous de la nappe d'eau, que l'espace nécessaire pour la fondation d'une pile et que les déblais résultant puissent être déposés autour des enrochements des piles établies en rivière.

Au moment où l'eau commençait à gêner les travaux de la fouille, on exécutait, sur l'un des côtés de l'emplacement de celle-ci, un fossé d'écoulement, muni d'une buse à clapet ou à vanne, pour permettre de vider complétement la fouille, au moment de la basse marée.

Chaque fois que ce moyen joint à l'épuisement pratique à l'aide d'une pompe Letestu ne suffisait pas pour tenir la fouille à sec, on réduisait la durée du travail au temps de la basse marée.

Fondation des sept premières palées. Pilotis. — Chaque massif de fondations des sept premières palées repose sur dix-huit pieux battus sur deux lignes parallèles, espacées de $1^m.40$. Les pieux de chaque ligne sont espacés de $1^m.275$ et l'ensemble forme un rectangle de $1^m.40$ de largeur, sur une longueur de $10^m.20$.

Ils ont une longueur variant de $8^m.50$ à 10 mètres, et un diamètre moyen minimum de $0^m.25$; ils sont en essence de pin pris dans les pinières des Landes, et leur nombre a été déterminé de façon que la charge supportée par chacun d'eux soit au maximum de 18 tonnes.

Les pieux d'une même pile sont moisés entre eux par un système de moises obliques formant des croix de Saint-André et réunis deux à deux par des chapeaux en pins de $2^m.20$ de largeur, sur $0^m.30$ d'équarrissage, supportant un plancher de $0^m.20$ d'épaisseur et montant à la cote $0^m.00$ du nivellement général.

La mise en fiche dut être faite avec beaucoup de soin et

à basse marée, pour éviter l'action du courant. On commença par mettre en fiche le pieu d'axe de l'une des lignes, puis les deux pieux extrêmes de cette ligne qui furent réunis par une moise provisoire pour faciliter la mise en fiche des autres. On agissait de même pour la seconde ligne et ainsi de suite.

Les pieux furent tous enfoncés par le petit bout; ils étaient armés d'un sabot en fonte, de forme ordinaire. Le mouton, d'un poids de 600 kilog., tombait d'une hauteur de 4 mètres et le battage était arrêté lorsque le pieu arrivait au refus de $0^m.04$ par volée au déclic de dix percussions.

A la cote $0^m.40$ du nivellement général, ils furent recepés à l'aide d'une scie circulaire, suivant un plan aussi horizontal que possible (Pl. XXII).

Pose des chapeaux et moisage des pilots. — Le recepage exécuté, on posa les chapeaux destinés à réunir les pieux deux à deux; ils étaient fixés, sans entailles, sur la tête des pilots, par des chevilles en acacia de $0^m.04$ de diamètre et de $0^m.63$ de longueur, fortement chassés à la masse.

Ces chapeaux de 0.30 sur 0.35 sont reliés, suivant toute la longueur de la pile, par des longrines de 0.30 sur 0.30; le tout recouvert d'un plancher de $0^m.10$ d'épaisseur, également en sapin.

Le moisage suivit immédiatement la pose des chapeaux.

Les moises et les pieux étaient entaillés de $0^m.03$ chacun, de manière à s'emboîter exactement après un boulonnage fortement serré.

Enrochement. — Après le moisage, des enrochements furent jetés entre et autour des pieux des piles, de manière à former une pyramide à base rectangulaire, dont la partie supérieure est au niveau du plancher, et parfaitement garnie à la main, pour que le plancher puisse s'y appuyer comme sur les chapeaux sur lesquels il est cloué.

Fondation des dix dernières palées. Grillage. — Les fon-

dations de chacune des dix dernières palées sont assises simplement sur grillage, comme nous l'avons dit.

La fouille descendue à la cote $0^m.70$, on répandait une couche de gros sable, que l'on pilonnait et sur laquelle le grillage était posé.

Chaque grillage se compose de longrines et de traversines. Les longrines, de $0^m.30$ d'équarrissage, sont entaillées de $0^m.05$ et les traversines de $0^m.25$ d'équarrissage de $0^m.10$, de sorte que l'épaisseur totale est de $0^m.40$ et la saillie des traverses sur les longrines de $0^m.10$.

Quelques-unes des longrines sont en deux pièces; elles sont assemblées à mi-bois et à recouvrement, sur une longueur de $0^m.20$ et chevillées; de plus, le joint est renforcé par deux couvre-joints latéraux, de $0^m.70$ de longueur sur $0^m.15$ d'épaisseur, et réunis à la longrine par quatre chevilles en acacia de $0^m.04$ de diamètre.

Les intervalles entre les traversines sont remblayés en sable fin pilonné au niveau des longrines sur lesquelles repose un plancher comme sur les chapeaux des pilotis.

Massifs de fondation. Maçonnerie de moellons bruts. — La maçonnerie fut exécutée, pile par pile, au fur et à mesure de la pose, soit des grillages, soit des pilots. Elle fut faite à bain de mortier, par arase horizontale, à surface irrégulière suivant la forme des moellons, de manière qu'il y ait enchevêtrement bien complet entre deux arases consécutives. Les plus gros et les plus beaux moellons furent têtués et servirent pour les parements, crépis à larges joints plats bien serrés. Du reste, pour ces massifs, on prit les mêmes précautions que pour les culées.

Pour les massifs construits sur le quai, on remblayait, sur tout le pourtour, et à mesure de l'élévation avec du gros sable par couche horizontale de $0^m.20$ de hauteur, pilonnée avec soin.

Chaque massif a environ $1^m.50$ de hauteur sur $10^m.80$ de longueur moyenne.

Dés. — Au-dessus de chacun des massifs sont posés cinq dés en pierre de taille, sur lesquels sont scellées les colonnes d'appui.

Ces dés ont $0^m.50$ de hauteur sur 1 mètre de côté; leur axe commun se confond avec le grand axe du massif et l'espace des axes transversaux est le même que celui des axes des colonnes. Ils sont taillés et dressés en parement avec la fine boucharde; les arêtes relevées par deux ciselures parfaitement régulières.

Trottoirs. — Le trottoir qui recouvre chaque massif forme un rectangle extérieur de $10^m.18$ sur 2 mètres. Il a une bordure en granit de $0^m.35$ de hauteur, dont $0^m.18$ à $0^m.20$ au-dessus du niveau du sol, et ayant une largeur de $0^m.20$ à la base supérieure et de $0^m.25$ à la base inférieure.

Cette bordure repose sur une assise de béton de $0^m.15$ de hauteur et de $0^m.41$ de largeur moyenne, qui l'élève au niveau du plan supérieur des dés. L'espace compris entre la bordure et les dés est rempli par une couche de terre pilonnée de $0^m.40$, plus une couche de béton de $0^m.08$ immédiatement recouverte par une épaisseur de bitume de $0^m.02$.

Le massif et les trottoirs, sur lesquels sont établis les colonnes des travées coupant la voie des quais, sont d'une forme spéciale, déterminée par l'arrangement des colonnes; un seul massif supporte ces dernières; le trottoir est continu dans tout l'espace libre entre les colonnes, en dehors de la voie ferrée. Cette disposition a pour but d'empêcher la rencontre des voitures et des wagons dans les travées qui la coupent.

Charge exercée sur le terrain immédiatement au-dessous d'un massif. — La charge sur le terrain immédiatement au-dessous d'un massif, peut-être évaluée ainsi qu'il suit :

		kilog.
1° Cinq colonnes à 700 kilogrammes l'une.		3 500
2° Pièces d'appui, tablier en fer, plancher, voies, garde-corps.		19 132
3° Surcharge de deux locomotives (cas le plus défavorable), dont les roues motrices seraient immédiatement au droit des colonnes.		
1° Poids des 4 roues motrices.	30 000^{k}	56 000
2° Demi-somme des poids des 8 roues avant et arrière.	26 000^{k}	
4° Maçonnerie de moellons, trottoir, etc., 88^{m3}.18 à 2 000 kilogrammes l'un en moyenne.		176 360
Total de la charge.		254 992

Ce poids est réparti sur une surface de 36 mètres quarrés ; ce qui donne pour la pression par cent. quarré 0^{k}.708, pression qui diffère peu de celle du terrain enlevé pour la fouille.

La pression exercée sans tassement sur un pavé de 0^{m}.22 par la roue d'un camion chargé à 1000 kilog. (cas fréquent) est de 2^{k}.272 par cent. quarré, c'est-à-dire une pression trois fois plus forte que celle qui se produit dans le cas qui nous occupe.

Charge maximum exercée sur un dé. — En considérant l'un des dés en pierre qui portent une colonne comprise entre deux rails d'une même voie et qui se trouve placée dans les conditions les plus défavorables, la charge maximum qu'il supporte peut s'évaluer ainsi :

	kilog.
1° Tablier en fer, plancher, rails, etc.	9 600.00
2° Colonne.	700.00
3° Une locomotive (cas le plus défavorable), dont les roues motrices seraient immédiatement au-dessus de la colonne, pèserait sur la pièce d'appui 15 000 + 13 000 = 28 000 kilogrammes. Cette pression est répartie sur trois colonnes dont celle que nous considérons porte d'après sa distance aux points d'application de la charge : $\left(\frac{0.95}{1^{m}.387}+\frac{0\ 636}{1\ 073}\right)14\ 000^{Kg}=$.	18 000.00
Total de la charge maximum sur un dé. .	29 300.00
D'où la charge par centimètre quarré $\frac{29\ 300}{10\ 000}=$ . . .	kilog. 2.93

L'expérience prouve que l'on peut faire supporter avec sécurité une charge double aux pierres les plus tendres.

Aqueduc pour l'écoulement des eaux. — Le niveau de la chaussée du quai, au-dessous du viaduc, est un peu en contre-bas des parties avoisinantes; il se raccorde, de chaque côté, par une rampe de $0^m.02$ avec la rue des Terres de Bordes et la rue Saint-Thibaut, et forme ainsi une dépression où les eaux pluviales tendent à s'accumuler.

Pour en assurer l'écoulement et éviter tout affouillement, on a construit un aqueduc qui reçoit les eaux au moyen de trois bouches de trottoirs et sous trois branchements correspondants et les conduit à la Garonne en longeant le côté droit du viaduc.

C'est un aqueduc dallé de $0^m.40$ d'ouverture et de $0^m.60$ sous dalles. Un clapet en fonte, établi à son embouchure, permet d'en intercepter, à volonté, la communication avec le fleuve.

Les bouches sont recouvertes, au niveau des trottoirs, par des plaques mobiles en fonte, de $0^m.02$ d'épaisseur moyenne, et les branchements qui les mettent en communication avec le canal principal, sont construits en forme de cuvette hydraulique.

Un regard formé par une plaque mobile en fonte permet de descendre dans l'intérieur des conduits pour les visiter et les nettoyer.

Le clapet placé à l'extrémité basse de l'aqueduc, se compose d'une plaque en fonte de 12 millimètres d'épaisseur moyenne, renforcée par des nervures et assemblée, à charnière, à un cadre dormant également en fonte, fixé sur la maçonnerie avec des crampons en fer. L'ensemble de ce système est légèrement incliné sur la verticale, afin que le clapet tende toujours à se fermer par l'effet seul de son propre poids.

CHAPITRE III.

PARTIE MÉTALLIQUE.

A partir des fondations, sauf les culées et le plancher qui recouvre le tablier, l'ouvrage dont la surface totale d'élévation est de $695^{m2}.90$ (vides et pleins confondus), est entièrement métallique; le garde-corps, les sabots, socles et chapiteaux des colonnes et les plaques de support des culées sont en fonte; tout le reste est en fer. L'emploi exclusif de cette matière a eu pour but, nous l'avons dit, d'avoir un système d'ouvrage à la fois simple, léger et d'un grand débouché, conditions essentielles pour s'établir sur un terrain d'alluvion et au milieu d'une ville dont il faut masquer, le moins possible, les constructions et ne pas entraver la circulation présente et future.

	kilog.
Quantité de fer employée. — La quantité de fer qui entre dans l'ouvrage est de.	245 026 790
La quantité de fonte de.	30 277 422
Total.	275 304 212

Ce qui donne, pour la longueur de l'ouvrage qui est de $129^{m}.11$, $2132^{k}.42$ par mètre courant et $398^{k}.47$ par mètre quarré de surface d'élévation.

Pour arriver à n'employer que cette quantité de fer, faible relativement à l'importance du viaduc, on n'a dû se servir que de tôles de très-bonne qualité, essayer leur résistance avant l'emploi et calculer rigoureusement les dimensions à donner aux différentes pièces, afin de ne faire de la matière qu'un usage utile et offrant cependant, sous le rapport de la solidité, toute la sécurité voulue.

Tablier métallique. — Les six poutres qui forment la charpente proprement dite du tablier métallique, sont continues et ont chacune $130^{m}.50$; elles sont fixées sur les palées et reposent simplement, à leurs extrémités, sur les deux poutres d'appui qui sont sur les culées.

Les quatre poutres intermédiaires sont de même section ; placées sous rails, elles présentent naturellement une résistance supérieure à celle des poutres de rive. Leur distance d'axe en axe est de $1^m.51$ pour celles qui supportent les rails d'une même voie, 2 mètres pour celles formant l'entre-voie et $1^m.58$ pour la distance de chaque poutre de rive à la poutre intermédiaire extrême, ce qui donne $8^m.18$ pour la largeur totale du tablier.

La constitution même du tablier permet facilement de visiter toutes les parties qui le composent, toutes les entretoises et fers de contreventement, d'examiner tous les rivets ; par suite, l'entretien est peu coûteux et l'on peut faire rapidement toute réparation qui serait nécessaire ; de plus, les deux voies sont complétement indépendantes l'une de l'autre, et enfin on peut réparer les poutres qui supportent l'une sans interrompre le service de l'exploitation.

Poutres intermédiaires. — Les poutres intermédiaires, de forme à double T, ont pour dimensions : âme, $0^m.012$ d'épaisseur sur $0^m.44$ de hauteur ; cornières, $0^m.012$ d'épaisseur, branches égales de $0^m.10$ de hauteur (Pl. XXIII).

Tables $0^m.015$ d'épaisseur et $0^m.33$ de largeur.

Pour la travée de 9 mètres, les tables sont renforcées chacune d'une doublure de mêmes dimensions.

Les charges et les moments des forces qui sollicitent ces poutres à rompre, s'établissent ainsi qu'il suit :

Travée de $7^m.00$. — 1° Charge de la travée.

			kilog.		kilog.
1° Charge d'épreuve.	$7^m.00$	×	8 000	=	56 000
2° Poids mort de la partie métallique.	$7^m.00$	×	910	=	6 370
3° Bois du plancher.	$6^m.30$	×	800	=	5 040
4° Rails des voies.	$7^m.00$	×	125	=	875
5° Ballast (de 0.03 d'épaisseur). . . .	$1^m.67$	×	1 500	=	2 505
Total pour la travée (4 poutres).					70 790

2° *Moment de rupture* (4 poutres).

Nous négligeons l'encastrement partiel dû à la continuité des poutres au-dessus des points d'appui, et nous nous plaçons ainsi dans le cas le plus défavorable.

$$\frac{Pl}{8} = \frac{70\,790 \times 7}{8} = 61\,941.25$$

3° *Moment de résistance* (4 poutres).

$\frac{RI}{V} = 103\,334 > 61\,941$ moment de rupture ci-dessus trouvé.

Travée de $9^m.00$. — 1° *Charge de la travée.*

			kilog.		kilog
1° Charge d'épreuve.	$9^m.00$	×	8 000	=	72 000
2° Poids mort de la partie métallique.	$9^m.00$	×	901	=	8 110
3° Bois du plancher.	$7^m.92$	×	800	=	6 336
4° Rails des voies.	$9^m.00$	×	125	=	1 125
5° Gravier recouvrant le plancher. . .	$2^m.16$	×	1 500	=	3 240
Total pour la travée (4 poutres).					90 811

2° *Moment de rupture* (4 poutres).

Comme pour la travée de 7 mètres, nous négligeons l'encastrement partiel dû à la continuité des poutres.

$$\frac{Pl}{8} = \frac{90\,811 \times 9}{8} = 102,162,38$$

3° *Moment de résistance* (4 poutres).

$\frac{RI}{Y} = 148\,744 > 102,162,38$ moment de rupture ci-dessus trouvé.

Si l'on déduit les rapports de la résistance à l'effort de rupture, on a :

Travée de	$7^m.00$	= $1^m.700$
Travée de	$9^m.00$	= $1^m.400$

Dans l'avant-projet, les dimensions des poutres étaient : âme $0^m.276$ sur $0^m.10$; cornières $\frac{100+100}{13}$; tables $0^m.40$ sur $0^m.12$; et le rapport de la résistance à la rupture était

Travée de	$7^m.00$	$= 1^m.080$
Travée de	$9^m.00$	$= 1^m.009$

Cette différence tient à la hauteur des poutres qui a été augmentée dans le but d'obtenir une flexion plus faible ($0^m.017$ dans le premier cas au lieu de $0^m.052$ dans le deuxième), et rentrant ainsi dans le cas ordinaire de la pratique pour des ouvertures de grandeur analogue.

Les moments de rupture calculés en négligeant l'encastrement partiel dû à la continuité des poutres, peuvent, en conséquence, être considérés comme un maximum.

Les quatre poutres intermédiaires, ainsi que les poutres de rive, reposent directement sur les pièces d'appui, dont les deux extrêmes sont placées sur les culées ; elles sont rivées avec celles qui forment chapeaux des palées et relient et entretoisent ainsi, dans le sens longitudinal, les colonnes de toutes les travées.

Poutres de rives. — Les poutres de rive sont également en forme de double T, composées chacune d'une âme et de quatre cornières. Leur hauteur a été déterminée de façon que le plan supérieur de ces poutres soit au niveau des rails et leur plan inférieur au niveau du dessous des poutres intermédiaires ; elle est de $0^m.651$. L'âme a $0^m.007$ d'épaisseur ; les cornières ont $\frac{80+80}{11}$. Ces poutres portent le garde-corps et les abouts des madriers du plancher et, par suite, leur section est plus que suffisante.

Les assemblages des joints verticaux sont en fers plats, sur les faces intérieures, et en fers à T, sur les faces extérieures, à l'aplomb des axes des colonnes ; ils forment ainsi,

avec les cornières horizontales, autant de panneaux qu'il y a d'ouvertures au viaduc.

L'espacement, entre les axes de ces deux poutres, qui est de $8^{m}.18$, est le même que celui des poutres du pont sur la Garonne.

Entretoisement et contreventement. — Les écartements des poutres sont maintenus par des fers à T perpendiculaires à leur axe et assemblés par des goussets en tôle pliée d'équerre.

L'espacement moyen des entretoises est de $3^{m}.60$ pour les poutres de rive, et de $1^{m}.80$ pour les poutres intermédiaires; on a doublé l'entretoisement de ces dernières, parce qu'elles portent directement la charge en mouvement et que, par suite, elles sont soumises à des efforts latéraux plus grands.

Des fers plats disposés en croix de Saint-André, sur chacune des travées, contreventent horizontalement le système. Leur section est de 160/8.

Leur assemblage se fait sur des tôles d'attache, dont l'une centrale, rétablit la solution de continuité, à leur point d'intersection, et dont les quatre autres sont rivées sur les poutres de tête, aux extrémités des entretoises placées au-dessus des palées. Leur liaison avec la charpente est rendue complète par quatre rivets qui les fixent à chacune des poutres intermédiaires, en leurs points de rencontre.

Les efforts latéraux résultant des mouvements des trains, sont reportés par le contreventement sur les appuis fixes, les palées; et comme on a donné à ces dernières un grand excédant de force, on n'a pas à craindre de la part de ces mouvements des effets dangereux.

Les poutres et entretoises font des angles variant entre 90° et 78°,41.

Palées. — Les palées se composent, comme nous l'avons déjà dit, d'une poutre transversale à la voie, ou sommier en tôle, portée par cinq colonnes formées chacune de deux rails

Barlow, rivés par leur grande base et reposant, par l'intermédiaire de sabots en fonte, auxquels elles sont fortement calées sur autant de dés en pierre dure, couronnant les massifs de fondations. Le calage est fait au moyen de forts coins en chêne, noyés dans une couche de bitume, que l'on verse bouillant dans les sabots.

Les poutres intermédiaires reposent sur les sommiers en dehors des points d'appui sur les colonnes. Cette disposition a pour but d'éviter les chocs, qui se produiraient au passage brusque des trains d'une partie élastique (les poutres), sur une autre qui ne l'est pas (les colonnes).

Poutres d'appui. — Les poutres d'appui des palées sont formées de tôles de $8^{m}.340$ de longueur sur $0^{m}.35$ p. $0^{m}.007$. Elles sont armées, haut et bas, d'une cornière de $\frac{80 \times 80}{11}$

La cornière inférieure est interrompue à l'endroit de chaque colonne qui embrasse entre ses deux parties constituantes l'âme de la poutre, jusqu'au-dessous de la branche inférieure de la cornière supérieure.

L'assemblage des tôles et des cornières est fait avec des rivets de $0^{m}.018$.

Le moment de rupture des deux pièces d'un sommier, dans le cas le plus défavorable, celui où la charge serait répartie sur sa plus grande portée et où on négligerait l'encastrement provenant de sa continuité sur tous les points d'appui, est donné par l'équation : $\frac{Pl}{8} = \frac{19.000 \times 2}{8} =$ 4750.

Le moment de résistance totale $= 5\,576 > 4\,750$ moment de rupture trouvé.

Colonnes. — Toutes les colonnes d'une même palée ont une même section, quoiqu'elles ne travaillent pas également à la compression. Celles comprises entre les rails des voies portent environ les deux tiers de la charge totale ; et le tiers restant est réparti sur les trois autres dans le rap-

port d'un demi pour la colonne centrale et d'un quart pour chacune des colonnes de rive. Ce grand excédant de force a été donné pour résister aux efforts latéraux qui se développent lors du passage des trains.

Les colonnes centrales et la colonne de rive arc-boutent celles comprises entre les rails des voies, auxquelles elles sont intimement liées par le sommier; elles donnent, en outre, une grande stabilité au système, en donnant un plus grand empatement au polygone d'appui.

La pression sur les sections inférieures d'une colonne, peut être considérée comme égale à celle exercée sur un dé qui est, comme nous l'avons dit, de 29 300 kilog., d'où la pression par millimètre de section de la colonne (*)

$$\frac{29\,300}{12\,408} = 2^{k}.360$$

Le rapport de la longueur au diamètre étant 15 environ, l'expérience démontre que l'on pourrait charger cette colonne avec sécurité à $7^{k}.800$ par millimètre, c'est-à-dire trois fois environ le poids qu'elle supporte.

Sabot. — Chaque colonne des palées repose sur les dés par l'intermédiaire d'un sabot en fonte, qui est fixé à la pierre par quatre boulons de fondation.

Ce sabot est d'une pièce; il a intérieurement la forme extérieure de la colonne; des nervures réunissent le corps même du sabot au patin qui répartit sur le dé la pression et s'oppose aux efforts de renversement de la colonne à la base.

La colonne s'engage dans ce sabot sur une hauteur de

(*) *Section d'une colonne.*

	millim. q.	millim. q.
2 rails Barlow, 5 784 l'un.		11 568
2 fers plats de $0^{m}.60$ s. 0.007.		840
Total.		12408

$0^{m}.20$ et se trouve invariablement fixée par des cales en bois noyées dans du bitume. De plus, une plaque de plomb mise au fond du sabot, assure que les deux rails formant le fût de la colonne, portent bien sur toute leur section.

Socles et chapiteaux. — Le sabot est enveloppé par deux pièces également en fonte et qui constituent le socle de la colonne. Ces deux pièces assemblées à vis, s'appuient directement sur la maçonnerie et viennent embrasser exactement, à leur partie supérieure, la colonne à une hauteur de $0^{m}.70$ au-dessus du dé.

Les moulures simples de ce socle ont été étudiées de manière à conserver, autant que possible, le même caractère que celui du fût de la colonne.

Les têtes de toutes les colonnes de rive sont ornées de chapiteaux. Ces chapiteaux, comme les socles, sont en fonte et formés de deux pièces réunies ensemble par quatre boulons qui les fixent aussi à la colonne. La hauteur du chapiteau est de $0^{m}.35$.

Peinture. — Toute la partie métallique du viaduc a reçu quatre couches de peinture : deux couches au minium, une couche au blanc de zinc nuancé en gris et une quatrième à l'enduit Fritz Sollier (ton gris de fer). Avant de passer la première couche, toutes les tôles furent balayées, avec soin, avec un balai en fil de fer et époussetées ensuite avec un balai ordinaire. Le broyage de la couleur ne se faisait qu'à mesure des besoins et jamais en quantité supérieure à celle qui était nécessaire pour le travail d'une journée, afin qu'elle ne pût s'épaissir et perdre de ses qualités.

Levage du viaduc. — Le levage du viaduc de Paludate se fit d'une manière très-simple et très-rapide ; commencé le 28 mai 1860, il fut terminé le 10 août de la même année.

Lorsque les massifs de fondation furent terminés, les sabots en fonte scellés sur les dés, il fut établi, de chaque côté, et sur toute la longueur, un rail, et sur la voie ainsi

formée, un grand chariot formant grue et muni d'un puissant treuil.

Cette grue était formée principalement de deux bâtis en bois établis sur roulettes et réunis, à leur partie supérieure, par deux poutres armées sur lesquelles était placé un petit chariot à poulies.

Les palées étaient assemblées et complétement rivées sur des chantiers horizontaux ; portées à pied d'œuvre, on les levait, au moyen de la grue, dans leur position respective et les bases des colonnes étaient immédiatement calées dans les sabots. A mesure que les palées étaient levées, les poutres de chaque travée rivées à l'atelier, étaient montées et mises en position, au moyen du même chariot.

L'assemblage et la rivure des poutres entre elles et avec les entretoises et les fers du contreventement, furent faits sur place.

Plancher. — Le plancher qui recouvre le tablier métallique et sur lequel sont placées les deux voies, est tout en bois de chêne du pays, enduit de trois couches de coaltar.

Il se compose de madriers posés parallèlement aux entretoises ; repose, à sa partie centrale, sur la face supérieure des tables horizontales des poutres intermédiaires sous rails qui constituent le plan normal d'appui et, à ses extrémités latérales, sur des cornières rivées, au niveau de ce plan, à l'âme des poutres de rive.

Les fers plats de contreventement, les couvre-joints des tables horizontales et des cornières, se trouvant au-dessus du plan d'appui, sont logés dans des entailles pratiquées, à cet effet, dans le plancher.

Chaque file parallèle du plancher, est formé de deux madriers, posés bout à bout, dont les joints alternativement croisés tombent à l'aplomb des axes des deux poutres centrales.

La longueur de ces files est de $8^{m}.18$; la largeur des madriers varie de $0^{m}.18$ à $0^{m}.25$, et leur épaisseur est de $0^{m}.11$.

Toutes ces pièces sont reliées par les rails formant couvre-joints et par six cours de madriers, dont deux posés le long des poutres de rive, au-dessus des cornières sur lesquelles s'appuie le plancher, et quatre autres le long des faces intérieures des rails.

Voie. — Les deux voies sont du système dit Brunel anglais.

Chaque rail a $5^{m}.50$ de long, $0^{m}.08$ de hauteur et $0^{m}.16$ de largeur au patin.

Les rails sont inclinés de $^{1}/_{20}$ vers l'axe de la voie ; ils sont rivés à leur selle et fixés au plancher par des vis à bois, au nombre de trois par mètre courant, placées alternativement, à droite et à gauche ; leur écartement est maintenu, de distance en distance, par des fers plats.

Disposition pour la dilatation des rails. — A l'extrémité du viaduc comme au commencement du pont, les derniers rails sont pleins et leurs abouts disposés de façon que la dilatation puisse se faire librement sans pourtant qu'il puisse y avoir solution de continuité. Cette disposition consiste à couper les extrémités des rails, en leur milieu, sur une longueur au moins égale à celle dont la voie peut se dilater et à les emboîter comme on assemble à demi-bois deux poutres ordinaires. Ces rails sont pleins, pour que leur résistance ne soit pas diminuée par l'entaille.

Ballast. — Du ballast est répandu sur une hauteur de $0^{m}.05$, simplement entre les rails d'une même voie ; il est destiné à isoler le plancher des fragments de coke tombant du foyer des machines-locomotives. Les madriers qui sont placés le long des faces intérieures des rails, comme des contre-rails et qui ont pour principal objet de réunir les madriers du plancher, servent aussi à maintenir la légère couche de ballast, en l'empêchant de s'étendre jusque sur les patins des rails.

Garde-corps à dilatation libre. — Les garde-corps sont en fonte. Ils viennent se placer sur l'axe des poutres de rive

et doivent avoir, comme elles, une longueur non interrompue de 129 mètres et être disposés en courbe de 500 mètres de rayon.

Sur une longueur de cette importance et avec cette disposition en courbe, les différences de dilatation entre le tablier de l'ouvrage et le garde-corps, auraient pu donner lieu à une déformation sensible de ce dernier. Pour l'éviter, nous avons eu recours à une combinaison qui constitue un garde-corps à dilatation libre et indépendante des poutres de rive et des murs de soutènement sur lesquels il se prolonge.

Ce garde-corps est composé de balustres fixes, espacés de $1^{m}.70$, boulonnés aux poutres en tôle ou scellés aux maçonneries de l'ouvrage. Ces balustres comprennent, entre eux, des panneaux formés de deux lisses horizontales espacées de $0^{m}.74$ et portant, entre elles, cinq montants verticaux, distants de $0^{m}.20$ d'axe en axe. Les abouts extrêmes des lisses viennent s'engager, à jeu libre, dans des mortaises ménagées de fonte, à hauteur convenable, dans les balustres et assez grandes pour qu'il reste un certain vide entre les abouts des deux lisses de deux panneaux consécutifs (Pl. XXIII).

C'est le vide laissé dans ces deux mortaises entre deux panneaux consécutifs mais non continus qui leur permet de se dilater librement d'un panneau à l'autre, et indépendamment de la longueur totale du garde-corps que forme la succession de tous les panneaux. La dilatation de chacun d'eux se fait isolément et sans qu'il y ait dans le mouvement de dilatation aucune action réciproque entre ces panneaux et les balustres qui sont dépendants des poutres en tôle ou des murs sur lesquels ils sont fixés.

On voit en outre que cet arrangement donne un garde-corps dont l'assemblage ne demande aucun travail d'ajustement et dont la pose très-facile peut s'effectuer rapide-

ment. Dans le cas de rupture d'un panneau, l'on retrouvera les mêmes avantages au moment de la réparation.

CHAPITRE IV.

RÉSUMÉ DES RÉSULTATS PRINCIPAUX OBTENUS PENDANT LES ÉPREUVES SUPPORTÉES PAR LE VIADUC

Épreuves supportées par le viaduc. — L'instruction ministérielle, en date du 26 février 1858, prescrit que les ouvrages métalliques seront éprouvés lorsque l'ouverture des travées est moindre de 20 mètres :

1° Sous un poids mort de cinq tonnes par mètre courant, agissant pendant huit heures consécutives, d'abord sur chaque travée et chaque voie, puis sur toutes les travées, à la fois, sur chaque voie;

2° Sous un poids roulant formé 1° d'un train composé de deux machines de 60 tonnes chacune, remorquant un train de wagons chargés de 12 tonnes en nombre suffisant pour couvrir au moins une travée, et marchant avec des vitesses de 20 à 35 kilomètres; 2° avec un train composé de deux machines de 35 tonnes et de wagons chargés comme en grande vitesse, en nombre suffisant pour couvrir une travée et marchant successivement avec des vitesses de 40 à 70 kilomètres à l'heure.

L'exécution rigoureuse de ces prescriptions était peu applicable pour le viaduc de Paludate. Pour toutes les épreuves au poids mort, il aurait fallu beaucoup de temps, les travées étant nombreuses, et, par suite, elles auraient retardé la mise en service du raccordement des chemins du Midi et d'Orléans, qui a commencé à être praticable, dans toute son étendue, dès que les ouvrages d'art ont été terminés. Sur la demande de la compagnie du Midi, l'administration supérieure a consenti :

1° A la dispenser des épreuves, par travée, sur chaque voie successivement.

2° A laisser faire les épreuves partielles par travées et sur les deux voies, simultanément, en opérant sur plusieurs travées en même temps, mais séparées par des intervalles de deux travées laissées libres entre les travées éprouvées.

Pour les épreuves au poids roulant, certaines présentaient des dangers. La voie qui rattache la gare du Midi au viaduc a une longueur de 250 mètres seulement; elle présente deux courbes alternes de 300 mètres de rayon, dont l'une, placée dans la gare même, aboutit non loin des plaques tournantes. Au départ, on se lancerait difficilement dans de telles conditions et sur une rampe de 0.008 avec les vitesses requises ; au retour, il y aurait danger de passer sur les plaques tournantes avec célérité.

D'ailleurs, le service ne devait jamais se faire qu'avec des vitesses amorties à la traversée du viaduc, justement à cause de leur rapprochement de la gare.

Aussi l'administration supérieure a-t-elle consenti également à réduire les épreuves par poids roulant à celles qui sont prescrites pour les trains de marchandises, et sous la condition que, dans le service, la vitesse des convois sera réglée sur celle qui aura servi de base aux épreuves par poids roulant.

Épreuve du viaduc au poids mort. — Le 13 août 1860, à 7 heures du soir, on a amené des locomotives sur les travées 2, 5, 8, 11, 14 du viaduc, voie d'aval. Chacune de ces locomotives pesait 36 tonnes et occupe, entre les essieux extrêmes, une longueur de $4^{m}.70$, en sorte qu'elle pesait entièrement sur les deux poutres placées directement sous les rails sans porter sur les palées ; la travée n° 18, plus large que les autres, avait reçu une locomotive Engerth pesant 56 tonnes. Le lendemain, 14 août, à 8 heures du matin, on a constaté que la flexion avait été, pour les travées communes, si médiocre, qu'il était difficile de la discerner des erreurs d'observation ; cependant on

a reconnu de 2 à 4 millimètres à la 8e travée ; 1 à 2 dans quelques-unes des autres travées, et 0 pour le surplus.

Pour la travée n° 18, au-dessus de la chaussée du quai, la flexion a été régulièrement, pour chaque poutre, de 5 millimètres.

Après l'enlèvement de la charge, qui a été fait à 10 heures du matin, les poutres ont repris leur position primitive.

Le 16 août, on a chargé de même les travées nos 1, 4, 7, 10, 13, 16 sur la voie aval ; le chargement était complet à 9 heures et demie du matin. La flexion mesurée à neuf heures du matin, a été trouvée de 3 à 5 millimètres pour les deux poutres de la travée n° 1, qui a une extrémité libre et deux à quatre pour les autres travées.

Immédiatement après le déchargement, qui a été fini à quatre heures et demie du soir, les poutres avaient repris sensiblement leur position première.

Le 17 août, on a chargé, sur la même voie (aval), les travées 3, 6, 7, 12, 15 à sept heures du soir.

Le lendemain, à sept heures un quart du matin, on a constaté que les flexions avaient été de 3 à 4 millimètres au milieu de chaque poutre. Le même jour, à neuf heures du matin, le déchargement ayant été opéré, on a reconnu que les poutres avaient repris sensiblement leur position primitive.

Le 18 août, à 2 heures du soir, on a chargé toutes les travées ensemble de la voie aval ; à 5 heures du soir, on a constaté la flexion des poutres ; on a reconnu qu'elle était, pour la poutre n° 1 dont l'extrémité nord est libre, de 4 à 5 millimètres et la travée n° 18 de 2 millimètres. Pour les autres, les variations de flèches se confondent avec les erreurs d'observation.

Le 24 août, la voie d'amont du viaduc a commencé à être soumise à une série d'épreuves pareilles à celles qu'avait supportées la voie aval.

D'abord, on a placé une locomotive mixte sur chacune

des travées communes du viaduc et une Engerth sur la travée n° 18. Cette charge, mise en place à six heures du matin, a été retirée à deux heures du soir, après un stationnement de huit heures. Les flèches, mesurées à huit heures du matin, ont été trouvées de 1 millimètre, pour la plupart des travées ; pour plusieurs, les variations se sont confondues avec les erreurs possibles d'observation. Pour la 18e, la flèche a été de 7 à 8 millimètres à l'aplomb de chaque poutre ; après la décharge, les poutres ont repris sensiblement leur niveau primitif.

Le 25 août, à huit heures du matin, on a chargé d'une machine mixte les travées 2, 5, 8, 11, 14 et d'une Engerth, la travée 18.

Cette charge a stationné jusqu'au 27 à six heures du matin.

Les flèches constatées le 25 à neuf heures du matin, sous la charge, ont été trouvées : de 5 millimètres pour les 2e et 5e, de 3 millimètres pour les 8e, 11e et 1re poutres de la travée 14, de 5 millimètres pour la 2e poutre de cette travée ; enfin de 8 à 10 millimètres pour la travée 18.

On a remarqué que les travées intermédiaires s'étaient sensiblement relevées, pendant ce chargement, de 1 à 2 millimètres.

Le 27 août, à six heures du matin, après la décharge, les poutres ont été trouvées toutes à leur niveau primitif.

On a chargé immédiatement, et de la même manière, les travées nos 3, 6, 9, 12, 15. Cette opération a été finie à sept heures et demie du matin, et le déchargement a été opéré à 3 heures et demie du soir, le même jour, après un stationnement de huit heures.

La flexion, constatée à une heure et demie du soir, a été trouvée de 4 à 6 millimètres pour les travées chargées ; les autres se sont surhaussées sensiblement, soit de 1 à 2 millimètres.

Toutes ces flexions se sont effacées aussitôt après le déchargement.

Enfin le même jour, à six heures du soir, on a amené les locomotives sur les travées 1, 4, 7, 10, 13 et 16 où elles ont stationné jusqu'au 28 à onze heures du matin. Les flèches prises par les poutres chargées, ont été de 3 à 5 millimètres ; dans les travées adjacentes non chargées, il y a eu un surhaussement sensible qui a été jusqu'à 1 et 2 millimètres. Après le déchargement, les poutres ont repris immédiatement leur forme primitive.

La flexion des poutres du viaduc a été vérifiée, au moyen de règles dont les extrémités étaient appuyées sur les cornières mêmes, qui supportent les poutres ; malgré l'attention apportée à cette vérification, on ne peut garantir l'exactitude des résultats constatés à un millimètre près, tant à cause du gauche que pouvaient prendre les règles que de l'obscurité qui régnait sous le viaduc. C'est pour cela que plusieurs des indications précédentes sont mentionnées comme se confondant avec les erreurs possibles d'observation.

Pendant les opérations mêmes qui viennent d'être décrites, la culée, rive gauche, du grand pont, a tassé ainsi que les piles du viaduc ; mais ce mouvement n'a pas été la conséquence des épreuves ; il s'était manifesté avant qu'on les eût commencées et a continué après pendant plusieurs mois. Pour la culée, le tassement a été, du 11 au 31 août, de 37 millimètres et, pour les piles du viaduc, il s'est élevé du n° 1 au n° 14 respectivement, savoir :

N°s des piles. . .	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Tête amont. . .	56	46	42	44	27	25	18	14	10	2	4	1	1	0	0
Tête aval. . . .	50	47	39	41	33	22	11	13	5	6	3	6	3	2	0

Depuis, ce mouvement s'est continué pendant plusieurs mois.

En résumé, les épreuves au poids mort ont donné des résultats très-satisfaisants : les flèches des travées intermédiaires ont varié de 3 à 6 millimètres et celle de la travée n° 18 de 8 à 10 millimètres.

Épreuves au poids roulant. — Les épreuves au poids roulant ont été également très-satisfaisantes ; nous donnons les résultats dans les tableaux suivants.

Les flèches produites sont, pour ainsi dire, peu sensibles : de 1 millimètre au plus.

Pour recueillir l'indication des mouvements que devait subir le viaduc, au passage des trains en mouvement, on avait placé verticalement des feuilles de zinc perpendiculaires à l'axe du viaduc sur des échafaudages. Au droit de ces feuilles solidement assujetties, les poutres portaient une pointe fine d'acier, contre laquelle les feuilles étaient pressées par un ressort, de manière à y tracer toutes les courbes produites par le passage des trains. Une feuille était placée, tant en amont qu'en aval, au droit du milieu de chaque travée.

Les flèches maximum d'abaissement sont précédées du signe + et celles du relèvement du signe —

Épreuve au poids roulant, pendant la journée du 9 octobre 1850.

INDICATION des expériences et observations.	TRAVÉE. N° 3.	N° 6.	N° 9.	N° 12.	N° 15.	N° 18.
Première épreuve sur la voie d'amont à midi 17 minutes. (Vitesse de 24 kilomètres.)						
Flèche amont. . . . . — . . .	1	0	0	0	0	1
Flèche amont. . . . . + . . .	0.5	0	0	0	0	3
Déversement.	0	0	0	0	0	0
Amplitude horizontale.	2	1.5	2	1.5	1.5	2
Deuxième épreuve sur la voie d'amont à midi 40 minutes. (Vitesse de 16 kilomètres.)						
Flèche amont. . . . . — . . .	0.5	0	0	0	0	1
Flèche amont. . . . . + . . .	0	0	0	0	0	0
Déversement.	0	0	0	0	0	0
Amplitude horizontale.	2	1.5	2	1	1	2
1er *bis et* 2 *bis.— Retour des trains après les deux épreuves précédentes.* (Vitesse de 7 à 8 kilomètres.)						
Flèche amont . . . . . — . . .	0	0	0	0	0	0.5
Flèche amont . . . . . + . . .	0	0	0	0	0	0
Déversement.	0	0	0	0	0	0
Amplitude horizontale.	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5
Troisième épreuve sur les deux voies, les deux trains marchant dans le même sens de Bordeaux à Paris à 1h.02m. (Vitesse de 8 kilomètres.)						
Flèche. . . . . Amont . — . . .	1	1	2.5	0	0	0.5
Flèche. . . . . Amont . + . . .	0	0	0	0	0	0
Flèche. . . . . Aval. . . — . . .	1	2.5	0.5	0.5	0	0.5
Flèche. . . . . Aval. . . + . . .	0.5	0	0	0	0	2.5
Déversement.	0	0	0	0	0	0
Amplitude horizontale.	2	2	2	1.5	1.5	2
Quatrième épreuve de deux trains marchant ensemble dans le même sens ci-dessus 1h.45. (Vitesse de 7k.5.)						
Flèche . . . . . Amont . — . . .	1	1	0.25	0	0	0.5
Flèche . . . . . Amont . + . . .	0	0	0	0	0	0
Flèche . . . . . Aval. . . — . . .	1	0.25	0.5	0.5	0	0.5
Flèche . . . . . Aval. . . + . . .	0.5	0	0	0	0	0.25
Déversement.	0	0	0	0	0	0
Amplitude horizontale.	2	3	2	1.5	1.5	2
3 *bis. Retour des deux trains après la troisième épreuve, passant de front sur le viaduc.*						
Flèche . . . . . Amont . — . . .	0.5	1	0.25	0	0	0.25
Flèche . . . . . Amont . + . . .	0	0	0	0	0	0
Flèche . . . . . Aval. . . — . . .	0	0.25	0.5	0.5	0	0.5
Flèche . . . . . Aval. . . + . . .	0.25	0	0	0	0	0.25
Déversement.	0	0	0	0	0	0
Amplitude horizontale.	1	1.5	1.5	1.5	1	1.5
Cinquième épreuve sur les deux voies, les trains marchant en sens inverse à 3 heures du soir. (Vitesse de 6 kilomètres.)						
Flèche . . . . . Amont . — . . .	1	1	0.5	0.5	0.25	0.5
Flèche . . . . . Amont . + . . .	0	0	0	0	0.25	0.5
Flèche . . . . . Aval. . . — . . .	1	0.5	0.5	0.5	0.25	0.5
Flèche . . . . . Aval. . . + . . .	0.5	0	0	0	0.25	0.5
Déversement.	0	0	0	0	0	0
Amplitude horizontale.	1.5	2	1.5	1.5	2	2.5

Suite du tableau précédent.

INDICATION des expériences et observations.			TRAVÉES.					
			N° 3.	N° 6.	N° 9.	N° 12.	N° 15.	N° 18.
Sixième épreuve. — Retour des deux trains en sens inverse. (Vitesse de 7 à 8 kilomètres.)								
Flèche	Aval	—	1	1	0.5	0.5	0.25	0.5
		+	0	0	0	0	0.25	0.5
	Amont	—	1	0.5	0.5	0.5	0.25	0.5
		+	0.5	0	0	0	0	0.5
Déversement			0	0	0	0	0	0
Amplitude horizontale			1.5	2	1.5	1.5	3	2.5

CHAPITRE V.

EXPOSÉ DES MODIFICATIONS APPORTÉES AUX PALÉES DU VIADUC SANS INTERROMPRE LA CIRCULATION DES TRAINS.

Modification du viaduc de Paludate pour le passage de la voie des quais. — En juillet 1865, une modification importante fut faite au viaduc de Paludate, dans le but de permettre le raccordement de la gare Saint-Jean avec les voies ferrées établies sur le quai de Bordeaux (Pl. XXIV).

Ce raccordement descend de la gare Saint-Jean, par le portail à l'angle de la rue Terres de Bordes, passe obliquement sous le viaduc, entre la 3e et la 5e palée à partir de la culée gauche, traverse la 4e en son milieu et va rejoindre la voie qui longe les quais en aval dudit viaduc.

Pour établir ce raccordement, il a fallu :

1° Déplacer la 3e palée;

2° Modifier la 4e palée;

3° Modifier la chaussée du quai de Paludate et les abords du viaduc.

Ces modifications ont pu facilement être exécutées sans interrompre un seul instant le service de l'exploitation.

1° *Déplacement de la 3e palée.* Le déplacement de la 3e palée, parallèlement à elle-même, de 1m.43, n'a présenté

aucune difficulté; il a suffi d'enlever quelques rivets qui réunissaient la poutre transversale aux poutres longitudinales du viaduc. Dans la nouvelle position, la palée reposant encore sur le même massif de maçonnerie, il n'y eut aucun travail de fouilles et de fondations à exécuter.

Le trottoir qui entoure les palées 2 et 3 fut réduit à une largeur de $2^{m}.34$; la distance de ces deux palées à $1^{m}.42$ et, par suite, la largeur de la 4e palée fut portée à $8^{m}.53$.

Le passage de la voie n'exigeait, pour cette palée, qu'un déplacement de $1^{m}.20$; si on l'a déplacée de $1^{m}.43$, c'est pour qu'elle fût dans une même position par rapport au même contreventement que les autres palées du viaduc.

Les poutres du viaduc, dans la 4e palée, furent renforcées par une semelle supérieure et une semelle inférieure de $\frac{0.015}{0.350}$ rivées aux tables horizontales, ce qui les rend exactement semblables à celles de la 2e travée, dont la largeur est de $9^{m}.05$; leur résistance est donc plus que suffisante.

Modification de la 4e palée. — Quant à la 4e palée, pour ouvrir la place nécessaire au passage des wagons, la colonne du milieu fut supprimée et les deux colonnes intermédiaires rapprochées de celles de rive, de manière que leur distance à cette dernière ne fut plus que de $0^{m}.80$.

De plus, pour donner plus de hauteur, on a remplacé la poutre transversale formant chapeau sur la palée par une nouvelle plus forte qu'on a relevée au même niveau que les poutres longitudinales du viaduc.

Cette nouvelle poutre, en forme de double T, se compose d'une âme, quatre cornières et de deux tables horizontales avec doublures.

L'âme est formée de cinq tôles de $0^{m}.007$ d'épaisseur sur $0^{m}.47$ de hauteur, placées dans un même plan vertical entre les poutres longitudinales du viaduc auxquelles elles sont réunies par des goussets d'angle en tôle douce, ayant

de $0^m.28$ à $0^m.328$ de largeur sur chacune de leurs faces d'application.

Les cornières sont à branches inégales de $\frac{0.110}{0.200}$ et ont $0^m.015$ d'épaisseur.

Les tables horizontales supérieures et inférieures sont des tôles continues de $8^m.270$ de longueur, $0^m.55$ de largeur et $0^m.015$ d'épaisseur.

Les doublures ont même largeur et même épaisseur; elles sont rivées, ainsi que les tables horizontales, avec les cornières de la poutre transversale et, à leur passage, avec les poutres du viaduc.

Au passage de chaque poutre longitudinale du viaduc, pour renforcer la poutre transversale interrompue, on a mis deux couvre-joints de $0^m.012$ d'épaisseur, placés, haut et bas, sur les doublures.

Cette poutre est ainsi parfaitement reliée aux poutres du viaduc, qui, en s'opposant au voilement de ses tables horizontales, les placent dans de très-bonnes conditions pour la résistance.

Modification de la Chaussée. — Cette modification du viaduc a été une amélioration sensible pour la circulation; elle a permis d'ouvrir un deuxième passage, entre les palées 2 et 3, presque égal en largeur à celui compris entre les palées 1 et 2.

Le groupe des palées 2 et 3 est aussi réduit que possible sur le milieu de la nouvelle chaussée qui forme, aux abords de la culée, une petite place parfaitement motivée et qui s'accorde très-bien avec l'alignement du quai de Paludate.

Calcul de résistance de la poutre transversale de $0^m.47$ *de hauteur.* — La palée modifiée supporte d'un côté la moitié d'une travée de $8^m.58$, et de l'autre, la moitié d'une travée de $7^m.20$; en tout, une longueur de viaduc de $\frac{8^m.58}{2} + \frac{7^m.20}{2} = 7^m.89$.

Charge de la poutre. — La charge, par mètre courant, du viaduc, se compose :

	kilog.
1° Poutres intermédiaires, entretoises, etc.	900.00
2° Plancher.	550.00
3° Rails Brunnel, ballast.	235.00
4° Charge d'épreuve.	8 000.00
Total par mètre courant. . .	9 685.00
Pour une longueur de $7^{m}.89$.	76 414.65
Et par poutre longitudinale $\frac{76\,414.65}{4}$ =.	19 103.50

Moment fléchissant. — Considérant la poutre comme reposant librement sur l'axe des colonnes intérieures et négligeant les deux goussets de $0^{m}.90$ qui soulagent la poutre sur une longueur de $1^{m}.80$, le moment fléchissant des forces qui tendent à faire fléchir la poutre est :

1° Au milieu de la poutre :

$$\mu_1 = 38\,300^{k} \times 3^{m}.335 - 19\,150(1^{m}.527 + 1\,011) - 19\,150^{k} \times 0^{m}.797$$
$$\mu_1 = 59\,767^{k}.15$$

2° Au point de passage de la poutre qui porte le rail intérieur :

$$\mu_2 = 38\,300^{k} \times (1\,527 + 0.797) - 19\,150 \times 1^{m}.527$$
$$\mu_2 = 59\,767^{k}.15$$

moment fléchissant égal au précédent, comme cela doit être, puisque entre les deux points considérés, aucune force extérieure n'agit, si ce n'est le poids propre de la poutre que nous négligeons en présence de la charge qu'elle supporte.

3° Au point de passage de la poutre qui porte le rail extérieur :

$$\mu_3 = 38\,300^{k} \times 10.797 - 19\,150^{k} \times 0^{m}.797$$
$$\mu_3 = 15\,262^{k}.55$$

Moment de résistance. — Considérons les moments de résistance de la poutre pour les points dont nous connaissons les moments fléchissants.

1° Au milieu de la palée, tables horizontales.

$b = 0^{m}.55$
$h = 0^{m}.53 \quad h^3 = 0.148877$
$h' = 0^{m}.47 \quad h'^3 = 0.103823$
$i_1 = \dfrac{0.55\ (0.53^3 - 0.47^3)}{12} = \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 0.0020649750$

Cornières. — Ailes horizontales.

$b = 0^{m}.40$
$h = 0^{m}.47 \quad h^3 = 0.103823$
$h' = 0^{m}.44 \quad h'^3 = 0.085184$
$i_2 = \dfrac{0.40\ (0.47^3 - 0.44^3)}{12} = \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 0.0006213000$

Ailes verticales.

$b = 0^{m}.03$
$h = 0^{m}.44 \quad h^3 = 0.085184$
$h' = 0^{m}.25 \quad h'^3 = 0.015625$
$i_3 = \dfrac{0.003\ (0.44^3 - 0.25^3)}{12} = \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 0.0001738975$

Ame.

$b = 0^{m}.007$
$h = 0^{m}.47 \quad h^3 = 0.103823$
$i_3 = \dfrac{0.007(0.473)}{12} = \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 0.0000606634$

Moment d'inertie total I. 0.0029207359

or $\mu_1 = \dfrac{RI}{V}$

d'où $\mu_1 = \dfrac{6 \times 10^6 \times 0.0029207}{0.265}$

$\mu_1 = 66\ 129.001 > 59\ 767^{k}.15$

2° Au point de passage de la poutre qui porte le rail intérieur :

Tables horizontales i. 0.002064975

Couvre-joints.

$b = 0^m.55$

$h = 0^m.554 \quad h^3 = 0.170031$

$h' = 0^m.530 \quad h'^3 = 0.148877$

$$i_4 = \frac{0.55(0.554^3 - 0.530^3)}{12} = \ldots \ldots \ldots \quad 0.000960558$$

Moment d'inertie total I'. 0.000304533

d'où $$\mu_2 = \frac{6 \times 10^6 \times 0.003034533}{0.277}$$

$$\mu_2 = 65\,729.956 > 59\,767.15$$

3° Au point de passage de la poutre qui porte le rail extérieur.

La table supérieure est double, la table inférieure est simple. Sans entrer dans le détail des calculs, on voit à priori que cette résistance est, tout au moins, égale à la moitié de celle trouvée pour les tables doubles, soit :

$$23\,377\,075 > 15\,262.55.$$

La poutre offre donc, en chacun de ses points, une résistance plus que suffisante.

Pression sur les points d'appui. — La charge supportée par chacun des deux points d'appui est, par millimètre carré, égale à

$$\frac{19\,150^k}{5\,781} = 3^k.312$$

valeur inférieure, comme l'on sait, à celles que supportent ces colonnes.

Épreuves de la partie modifiée du viaduc. — Les deux voies étant indépendantes, il n'y avait pas lieu à épreuves successives pour chacune d'elles.

Poids mort. — On a chargé simultanément les deux travées de part et d'autre de la palée modifiée de 4 tonnes

par mètre courant, sur une longueur totale de

$$8^{m}.58 + 7^{m}.20 = 15^{m}.78$$

Cette charge se composait de deux machines Engerth, pesant chacune 56 tonnes, et deux wagons chargés de sable, pesant chacun 10 tonnes, soit un poids total de 132 tonnes. Le chargement a été fait à dix heures du matin; il a dû être retiré à cinq heures du soir, à cause des exigences du service de l'exploitation. Cette durée de sept heures est moindre d'une heure que celle qui est prescrite par les règlements; mais elle est suffisante, d'abord à cause de la médiocrité des flèches observées; ensuite, parce que l'ensemble du viaduc, dont les travées modifiées font partie, a été éprouvé, conformément aux prescriptions réglementaires, avant d'être livré à l'exploitation.

Poids roulant. — Pour les épreuves au poids roulant, on s'est servi des trains réguliers de l'exploitation.

Les résultats observés sont consignés dans le tableau suivant :

DÉSIGNATION des poutres.	POUTRES LONGITUDINALES. Poids mort. Flèches observées.	Poids mort. Flèches réelles.	Poids roulant. Côtés observés.	Poids roulant. Flèches réelles.	POUTRE chapeau de la culée modifiée. Poids mort. Flèches.	Poids roulant. Flèches.	OBSERVATIONS.
	mill.	mill.			mill.		
1 amont. . .	6 1/2	4	»	»	5	»	Les voies sont indépendantes; les poutres extrêmes tirent quelques secours des poutres de rive; c'est ce qui explique la différence de leurs flèches propres avec celles des poutres intermédiaires 2 et 3.
2.	10	6	»	»	8	»	
Voie ouest. .							
3.	9 1/2	5.75	7	4	7 1/2	5	
4 aval	6	4	6	5	4	3	

Il convient d'observer que les flèches attribuées aux

poutres longitudinales, au milieu de chaque palée, ont dû être diminuées de la moitié de la flèche de la poutre de la palée, au point où elle les supporte pour établir leurs flèches propres. Ces derniers résultats sont inscrits, à côté des premiers, dans les colonnes intitulées flèches réelles. Les colonnes de la palée ont éprouvé une flexion, dans le sens vertical, tendant à en rapprocher les têtes; les flèches ont été de $0^{m}.0015$ au sommet et de $0^{m}.001$ au milieu.

Les résultats relatifs au poids mort ont été constatés immédiatement après le chargement; ils se sont maintenus, sans variation, jusqu'au moment du déchargement, immédiatement après l'enlèvement de la charge; les poutres longitudinales et celle de la palée ont repris leurs positions premières, sauf les poutres n^{os} 1 et 2 qui sont restées inférieures d'un peu plus de $0^{m}.001$.

Ce résultat peut provenir d'un tassement ou resserrement des diverses pièces de ces poutres; les deux autres, placées sous la voie d'Ouest, n'ont pas éprouvé le même effet, parce qu'elles étaient depuis quelques jours tassées par le passage des trains.

CHAPITRE VI.

ACTION DE LA DILATATION SUR LE VIADUC. — EXPÉRIENCES ET RÉSULTATS.

Dilatation du viaduc de Paludate. — Les extrémités des poutres du tablier métallique sont libres; elles reposent simplement sur les pièces d'appui qui sont fixées à des plaques en fonte scellées sur la maçonnerie des culées.

Les têtes de rivets de ces extrémités (et sur une certaine longueur), sont noyées ainsi que celles des rivets des pièces d'appui sur les parties qui portent les poutres; de sorte que les surfaces en contact sont planes et que le frottement qui pourrait s'opposer à la dilatation, est aussi diminué que possible.

Un très-grand nombre d'observations ont été faites sur la dilatation du viaduc ; nous donnons seulement les résultats observés pendant les sept premiers jours du mois d'août 1860, époque la plus chaude de l'année.

De toutes les observations, il résulte que la dilatation réelle du viaduc, pour une différence de température déterminée, est rigoureusement égale à la dilation théorique du fer.

Le viaduc se dilate également à ses deux extrémités et le mouvement maximum total observé est de $0^{m}.08$.

Tout le tablier se conduit, pour ainsi dire, comme une seule pièce ; il entraîne les palées dans ses mouvements.

Dilatation.

DATES.	HEURES.	VIADUC DE PALUDATE.					VOIES DU VIADUC.			
		Côté de Labastide.			Côté de Bordeaux.		Labastide.		Bordeaux.	
		Degrés de température.	Poutre amont.	Poutre aval.	Poutre amont.	Poutre aval.	Rail amont.	Rail aval.	Rail amont.	Rail aval.
1er août.	6 h. matin.	7 soleil.. 9 ombre.	0.098	0.104	0	0	0	0	0	0
Id.	9 h. matin.	36 soleil.. 21°,5 ombre	0.005	0.000	0.015	0 008	0.010	0,010	0.007	0.006
Id.	midi.	24 soleil.. 27°,5 ombre	0.010	0.005	0.016	0.012	0.050 à joint	0,049	0.010	0.009
Id.	3 h. soir. .	46 soleil.. 31 ombre.	0.014	0.014	0.017	0.016	0.050 à joint	0.050 à joint	0.011	0.011
Id.	6 h. 1/2 soir.	35 soleil.. 31 ombre.	0.014	0.0125	0.010	0.012	0.049	0.049	0.008	0.008
2 août.	6 h. matin.	19 soleil.. 22 ombre.	0.103	0.104	0	0	0	0	0	0
Id.	9 h. matin	29 soleil.. 24 ombre.	0.000	0.003	0.008	0.006	0.015	0.003	0.000	0.000
Id.	1 h. soir. .	36 soleil.. 32 ombre.	0.008	0.010	0.011	0.011	0 046	0.042	0.009	0.010
Id.	4 h. soir. .	33°,5 soleil 34 ombre.	0.008	0.009	0.011	0.011	0.047	0.043	0.010	0.010
Id.	. . . . .	— soleil.. 30 ombre.	0.006	0.009	0.010	0.011	0.046	0.043	0.008	0.009
3 août.	6 h. matin.	— soleil.. 20 ombre.	0.103	0.104	0	0	0	0	0	0
Id.	9 h. matin.	— soleil.. 20 ombre.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Id.	3 h. soir. .	— soleil.. 24 ombre.	0.001	0.02	0.008	0.008	0.021	0.015	0.007	0.006
Id.	6 h. soir. .	— soleil.. 23 ombre.	0.001	0.003	0.005	0.007	0.024	0.019	0.006	0.006
4 août.	6 h. matin.	— soleil.. 18 ombre.	0.103	0.101	0	0	0	0	0	0
Id.	8 h. matin.	— soleil.. 18 ombre.	0.001	0.000	0.010	0.005	0.014	0.008	0.004	0.005
Id.	1 h. soir. .	— soleil.. 25 ombre.	0.011	0.012	0.015	0.012	0.058	0.047	0.012	0.018
Id.	4 h. soir. .	— soleil.. 28 ombre.	0.012	0.016	0.014	0.015	0.061	0.056	0.012	0.015
Id.	6 h. soir. .	— soleil.. 29 ombre.	0.012	0.018	0.012	0.015	0.059	0.059	0.010	0.008
5 août.	6 h. matin.	20°,5 soleil 19 ombre.	0.100	0.104	0	0	0	0	0	0
Id.	10 h. matin.	27 soleil.. 23 ombre.	0.004	0.003	0.010	0.013	0.027	0.022	0.009	0.008
Id.	3 h. soir. .	23 soleil.. 23 ombre.	0.004	0.003	0.008	0.007	0.022	0.022	0.006	0.008
Id.	7 h. soir. .	19 soleil.. 22 ombre.	0.004	0.001	0.006	0.004	0.018	0.018	0.005	0.003
6 août.	6 h. matin.	21 soleil.. 20 ombre.	0.100	0.104	0	0	0	0	0	0
Id.	10 h. matin.	29 soleil.. 21°,5 ombre	0.001	0.000	0.012	0.009	0.021	0.015	0.007	0.007
Id.	3 h. soir. .	25 soleil.. 23 ombre.	0.003	0.002	0.011	0.010	0.026	0.020	0.007	0.008
Id.	6 h. soir. .	20 soleil.. 22 ombre.	0.002	0.002	0.006	0.007	0.021	0.016	0.005	0.006
7 août.	6 h. matin.	17 soleil.. 15 ombre.	0.103	0.104	0	0	0	0	0	0

Suite du tableau précédent.

DATES.	HEURES.	VIADUC DE PALUDATE.					VOIES DU VIADUC.			
		Côté de Labastide.			Bordeaux.		Labastide.		Bordeaux.	
		Degrés de température.	Poutre amont.	Poutre aval.	Poutre amont.	Poutre aval.	Rail amont.	Rail aval.	Rail amont.	Rail aval.
7 août.	10 h. matin.	28 soleil. 24 ombre.	0.005	0.004	0.012	0.010	0.038	0.032	0.008	0.008
Id.	3 h. soir.	23 soleil. 22 ombre.	0.004	0.004	0.009	0.010	0.029	0.027	0.012	0.012
Id.	6 h. soir.	24 soleil. 215 ombre.	0.004	0.004	0.006	0.006	0.028	0.024	0.003	0.003
8 août.	6 h. matin.	15 soleil. 18 ombre.	0.101	0.101	0	0	0	0	0	0
Id.	9 h. matin.	16 soleil. 18 ombre.	0	0	0	0	0	0	0	0
Id.	3 h. soir.	22 soleil. 21 ombre.	0	0.005	0.009	0.010	0.013	0.012	0.006	0,005
Id.	6 h. soir.	soleil. ombre.	0	0.003	0.006	0.007	0.012	0.012	0.004	0.003

CHAPITRE VII.

HISTORIQUE DES TASSEMENTS OBSERVÉS SUR LES DIFFÉRENTES PILES DU VIADUC.

Tassements du viaduc de Paludate. — Après la construction du viaduc de Paludate, des remblais furent exécutés sur le quai pour former le terre-plein de nouvelles cales.

Ces remblais firent tasser l'ouvrage, surtout les sept premières palées établies sur pilotis et la culée qui est commune avec le pont; le tassement total a atteint, pour certaines de ces piles, jusqu'à $1^{m}.10$ (1 mètre dix centimètres). Nous insistons avec intention sur le chiffre de ce tassement, parce que à notre avis, il renferme à lui seul la justification la plus complète du mode de construction que nous avions adopté.

Il montre de plus de quelle utilité peut être l'application de ce système dans les cas de fondations très-difficiles.

On a suivi, avec grande attention, tous les mouvements qui se produisirent, et nous donnons le tableau des tasse-

ments observés et des relevages successivement exécutés depuis le 20 mai jusqu'au 24 septembre 1862; on a pu, d'après ce tableau, déterminer les courbes de tassement pour chacune des palées et se rendre compte de la cause et de la marche des mouvements.

Du 20 mai jusqu'à fin décembre 1860, les tassements sont rapides et le mouvement est varié; la culée tasse toujours verticalement, tandis que les extrémités de chacune des piles tassent inégalement; la différence est surtout très-marquée pour les deux premières, dont le côté aval descend beaucoup plus bas que le côté amont. A partir du commencement de 1861, le mouvement se produit presque uniformément, se ralentit de plus en plus et s'arrête au mois d'octobre de l'année 1862; et dans le dernier relevage qui fut fait à cette époque, les poutres du pont et le viaduc purent être ramenés exactement à leur position normale.

Les épreuves n'ont pas influé d'une manière appréciable sur le tassement; et la surcharge en sable, qui a séjourné sur le viaduc du 15 mai au 3 juillet 1861 (4 tonnes et demie par mètre carré), n'a pas non plus activé la descente. Tandis que les fouilles de l'aqueduc construit latéralement au viaduc, à une distance d'environ $7^{m}.50$, ont troublé l'équilibre de la masse des remblais et déterminé un accroissement dans la vitesse du tassement des piles, elles ont même mis, de nouveau, la culée en mouvement, bien qu'elle fût au repos depuis le commencement de janvier 1861.

Le tassement produit par ces fouilles a atteint $0^{m}.038$ et s'est arrêté presque aussitôt après l'achèvement de l'aqueduc.

Tous les mouvements qui se sont produits n'ont nullement nui au service de l'exploitation qui n'a jamais éprouvé d'interruption. Un système de cales et de coins en chêne, établi sous chacune des palées, permettait d'opérer le relèvement de l'ouvrage, au fur et à mesure que le tassement se produisait.

Une fois l'équilibre établi, le calage en bois a été remplacé par de la maçonnerie hourdée en ciment et exécutée en sous-œuvre des bases des palées.

Tableau des tassements et des relevages.

DÉSIGNATION de la culée et des piles.	VÉRIFICATION du 20 mai 1860.				VÉRIFICATION du 1er juin 1860.				VÉRIFICATION du 16 juin 1860.				VÉRIFICATION du 21 juin 1860.				EXÉCUTION du 1er relevage (piles) du 21 juin au 3 juillet 1860.				VÉRIFICATION du 4 juillet, après le relevage des dés.			
	Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.	
	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Relevage.	»	Relevage.	»	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.
Culée du pont et du viaduc.	—35		— 35		—38	0.3	—38	0.3	— 77	2.4	— 77	2.4	— 95	3.6	— 95	3.6	»	»	»	»	— 1.69	5.6	— 1.63	5.6
Pile n° 1	»	»	»	»	— 2	0.2	»	»	— 44	2.8	+ 17	+1.1	— 54	2.0	—116	26.2	0 020	»	0.090	»	— 74	1.5	— 206	6.9
— 2	»	»	»	»	— 7	0.7	»	»	— 85	5.2	»	»	— 93	1 6	—128	25.6	0 035	»	0.100	»	— 128	2.7	— 228	7.7
— 3	»	»	»	»	—65	6.5	—50	5.0	—182	7.8	—114	4.2	—196	2.8	—135	4.2	0.040	»	0.041	»	— 236	3.1	— 180	3.5
— 4	»	»	»	»	—63	6.3	—70	7.0	—156	6.2	—120	3.3	—164	1.6	—126	1.2	0.031	»	0.028	»	— 195	2.4	— 154	2.1
— 5	»	»	»	»	—55	5,5	—50	5.0	—121	4.4	— 88	2.5	—123	0.4	— 92	0.8	0.042	»	0.035	»	— 165	3.2	— 127	2.7
— 6	»	»	»	»	—33	3 3	—30	3·0	— 80	3.1	— 65	2.3	— 81	0 2	— 65	»	0.015	»	0.014	»	— 96	1.2	— 79	1.1
— 7	»	»	»	»	—13	1 3	—15	1 5	— 41	1.8	— 45	2.0	— 45	0.8	— 48	0.6	0.010	»	0.008	»	— 55	0.8	— 56	0.6
— 8	»	»	»	»	— 9	0.9	—10	1.0	— 21	0.8	— 21	0.7	— 23	0.4	— 24	0.6	0.005	»	0,007	»	— 28	0.4	— 31	0.5
— 9	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 10	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 11	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 12	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 13	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 14	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 15	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 16	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 17	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 18	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»

DÉSIGNATION de la culée et des piles.	VÉRIFICATION du 13 juillet 1860.				VÉRIFICATION du 19 juillet 1860.				EXÉCUTION du 3e relevage des piles du 20 au 30 juillet 1860.				VÉRIFICATION du 31 juillet 1860.				VÉRIFICATION du 10 août 1860.				EXÉCUTION du 3e relevage des piles du 10 au 13 août 1860.			
	Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.	
	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Relevage.	»	Relevage.	»	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Relevage.	»	Relevage.	»
Culée du pont et du viaduc.	—209	4.4	—209	4.4	—222	2.1	—222	2.1	»	»	»	»	—268	3.8	—268	3.8	—287	1.9	—287	1.9	»	»	»	»
Pile n° 1	—132	6.5	—272	7.3	—165	5.1	—305	5.6	0.023	»	0.024	»	—186	1.9	—329	2.»	—207	2.1	355	2.6	0.085	»	0.064	»
— 2	—153	2.8	—304	8.4	—188	6.»	—351	7.9	0.013	»	0.026	»	—201	1.1	—377	2.2	—227	2.6	—401	2.4	0.064	»	0.054	»
— 3	—307	7.9	—253	8.1	334	4.5	—274	3.5	0.026	»	0.30	»	—360	2.2	—304	2.5	—377	1.7	—331	2.7	0.044	»	0 045	»
— 4	—248	4.8	—193	4.3	—271	3.9	—217	4.»	0.011	»	0.025	»	—282	0.9	—242	2.1	—299	1.7	—263	2.1	0.076	»	0 018	»
— 5	—204	4.3	—165	4.2	—215	2.5	—174	1.5	0.015	»	0.012	»	—230	1.2	—186	1.»	—243	1.3	—196	1.»	0 016	»	0.011	»
— 6	—114	2.»	—102	2.6	—133	3.1	—109	1.2	0.007	»	0.006	»	—140	0.6	—115	0.5	—145	0.5	—119	0.4	0.009	»	0.011	»
— 7	— 65	1.1	— 66	1.1	—166	0.2	— 66	»	»	»	»	»	— 66	0	— 75	0.7	— 66	»	— 83	0.8	0.005	»	0.005	»
— 8	— 52	2.7	— 40	1.0	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 9	— 6	»	— 13	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 10	— 10	»	— 16	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 11	— 3	»	— 6	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 12	+ 3	»	— 3	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 13	— 3	»	+ 7	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 14	»	»	— 17	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 15	»	»	— 14	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 16	— 6	»	— 1.»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 17	— 8	»	— 3.»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 18	— 21	»	— 31	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»

DÉSIGNATION de la culée et des piles.	VÉRIFICATION du 14 août 1860.				VÉRIFICATION du 31 août 1860.				VÉRIFICATION du 11 septembre 1860.				VÉRIFICATION du 25 septembre 1860.				EXÉCUTION du 4e relevage des piles du 26 septembre au 20 octobre 1860.				VÉRIFICATION du 5 octobre 1860.			
	Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.	
	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Relevage.	»	Relevage.	»	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.
Culée du pont et du viaduc.	—293	1.5	—293	1.5	—324	1.8	—324	1.8	—337	1.2	—337	1.2	—337		—337		»	»	»	»	—337	»	—337	
Pile n° 1	—222	3.17	—372	4.2	—272	3.	—422	3.5	—303	2.7	—440	1.6	—307	0.3	—443	0.2	0.090	»	0.103	»	—310	3.6	—445	0.2
— 2	—243	4.0	—422	5.2	—289	2.6	—469	2.8	—308	1.7	—496	2.4	—317	0.6	—505	0.6	0.080	»	0.105	»	—323	0.6	—511	0.6
— 3	—393	4.0	—348	4.7	—435	2.5	—387	2.3	—447	1.1	—419	2.9	—454	0.5	—420	3.4	0.093	»	0.112	»	—459	0.5	—421	0.1
— 4	—317	4.5	—281	4.5	—361	2.6	—322	3	—373	1.1	—345	2.1	—378	0.3	—353	0.6	0.078	»	0.104	»	—381	0.5	—359	0.6
— 5	—259	4.0	—207	2.7	—286	1.6	—240	2.5	—301	1.4	—269	2.6	—306	0.3	—273	0.3	0.052	»	0.070	»	—309	0.3	—276	0.3
— 6	—154	2.2	—130	2.7	—179	1.5	—152	1.3	—189	0.9	—169	1.5	—197	0.6	— 72	0.2	0.020	»	0.021	»	—206	0.9	—174	0.2
— 7	— 71	1.2	— 88	1.2	— 89	1.1	— 99	6.5	— 90	0.1	—120	1.9	—102	0.9	—122	0.1	»	»	»	»	—110	0.8	—123	0.1
— 8	— 30	»	— 42	»	— 44	»	— 55	»	— 55	»	— 70	»	— 55	»	— 70	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 9	— 10	»	— 22	»	— 29	»	— 27	»	— 32	»	— 28	»	— 32	»	— 28	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 10	— 14	»	— 10	»	— 16	»	— 22	»	— 21	»	— 25	»	— 21	»	— 25	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 11	— 6	»	— 9	»	— 10	»	— 12	»	— 12	»	— 16	»	— 12	»	— 16	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 12	— »	»	— »	»	— 1	»	— 6	»	— 1	»	— 9	»	— 1	»	— 11	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 13	— 8	»	— »	»	— 9	»	— 3	»	— 10	»	— 6	»	— 12	»	— 6	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 14	— »	»	— 17	»	— »	»	— 19	»	— »	»	— 19	»	— »	»	— 20	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 15	— »	»	— 14	»	— »	»	— 14	»	— »	»	— 14	»	— »	»	— 15	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 16	— 6	»	— 2	»	— 6	»	— 3	»	— 6	»	— 3	»	— 6	»	— 3	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 17	— 8	»	— 6	»	— 8	»	— 7	»	— 8	»	— 7	»	— 8	»	— 7	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 18	— 21	»	— 3	»	— 21	»	— 31	»	—21	»	— 31	»	— 21	»	— 31	»	»	»	»	»	»	»	»	»

DÉSIGNATION de la culée et des piles.	VÉRIFICATION du 12 octobre 1860.				VÉRIFICATION du 23 octobre 1860.				VÉRIFICATION du 10 novembre 1860.				VÉRIFICATION du 22 novembre 1860.				VÉRIFICATION du 10 décembre 1860.				VÉRIFICATION du 24 décembre 1860.			
	Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.	
	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière	Tassement total.	Vitesse journ^re.	Tassement total.	Vitesse journ^re.	Tassement total.	Vitesse journ^re.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journ^re.	Tassement total.	Vitesse journalière.
Culée du pont et du viaduc.	—337		—337		—337		—337						—348	1	—348	1	—353	0.3	—353	0.3	—358	0.4	—358	0.4
Pile n° 1	—342	4.6	—480	5.»	—361	1.7	—505	2.3	—377	0.9	—526	1.2	—377	0	—526	0	—377	»	—532	0.3	—389	0.8	—544	0.8
— 2	—340	2.4	—538	3.8	—365	2.3	—556	1.6	—384	1.1	—574	1.»	—385	»	—579	0.4	—385	»	—587	0.4	—404	1.3	—605	1.3
— 3	—477	2.6	—432	1.6	—500	2.1	—450	1.6	—520	1.1	—470	1.1	—521	»	—473	0.2	—521	»	—479	0.3	—524	0.8	—491	0.8
— 4	—396	2.1	—380	3.»	—420	2.2	—397	1.5	—443	1.2	—417	1.1	—443	»	—423	0.5	—443	»	—430	—0.3	—476	2.4	—450	1.3
— 5	—329	2.8	—284	0.8	—339	0.9	—300	1.4	—360	1.2	—314	0.8	—360	»	—325	1	—360	»	—325	»	—385	0.8	—344	0.7
— 6	—214	1.1	—179	0.7	—243	2.6	—196	1.5	—257	0.8	—210	0.8	—257	»	—210	»	—257	»	—210	»	—268	1.»	—220	»
— 7	—110	»	—123	»	—110	»	—123	»	—115	0.3	—147	0.8	—115	»	—147	»	—115	»	—147	»	—115	»	—147	»
— 8	»	»	»	»	»	»	»	»	— 55	»	— 77	»	— 55	»	— 79	0.1	— 55	»	— 79	»	— 55	»	— 79	»
— 9	»	»	»	»	»	»	»	»	— 32	»	— 24	»	— 32	»	— 24	»	— 32	»	— 24	»	— 32	»	— 24	»
— 10	»	»	»	»	»	»	»	»	— 21	»	— 25	»	— 21	»	— 25	»	— 21	»	— 25	»	— 21	»	— 25	»
— 11	»	»	»	»	»	»	»	»	— 22	»	— 16	»	— »	»	— »	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 12	»	»	»	»	»	»	»	»	— 10	»	— 11	»	— »	»	— »	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 13	»	»	»	»	»	»	»	»	— 13	»	— 6	»	— »	»	— »	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 14	»	»	»	»	»	»	»	»	0	»	— 0	»	— »	»	— »	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 15	»	»	»	»	»	»	»	»	0	»	— 29	»	— »	»	— »	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 16	»	»	»	»	»	»	»	»	— 6	»	— 13	»	— »	»	— »	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 17	»	»	»	»	»	»	»	»	— 8	»	— 7	»	— »	»	— »	»	»	»	»	»	»	»	»	»
— 18	»	»		»	»	»	»	»	— 21	»	— 31	»	— »	»	— »	»	»	»	»	»	»	»	»	»

DÉSIGNATION de la culée et des piles.	VÉRIFICATION au 10 janvier 1861.				VÉRICATION au 1er février 1861.				VÉRIFICATION au 25 février 1861.				VÉRIFICATION au 19 mars 1861.				EXÉCUTION du 5e relevage des piles du 21 au 26 mars 1861.				VÉRIFICATION au 23 mai 1861.			
	Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.	
	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Relevage.	»	Relevage.	»	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.
Culée du pont et du viaduc.	—358	»	—358	»	—358	»	—358	»	—358	»	—358	»	—358	»	—358	»	»	»	»	»	—358	»	—358	»
Pile n° 1	—407	1	—547	0.1	—407	»	—547	»	—420	0.5	—555	0.4	—420	»	—558	0.1	0.059	»	0.045	»	—447	0.00004	—588	0.00045
— 2	—423	1	—613	0.4	—423	»	—613	»	—443	0.8	—628	0.6	—443	»	—628	»	0.073	»	0.064	»	—474	0.00048	—659	0.00048
— 3	—554	1.5	—503	0.6	—554	»	—503	»	—568	0.5	—522	0.7	—579	0.5	—522	»	0.073	»	0.059	»	—617	0.00058	—560	0.00058
— 4	—476	»	—450	»	—476	»	—450	»	—497	0.8	—472	0.9	—497	»	—479	0.3	0.069	»	0.071	»	—531	0.00052	—513	0.00052
— 5	—385	»	—344	»	—385	»	—344	»	—404	0.7	—363	0.8	—404	»	—363	»	0.062	»	0.051	»	—432	0.00043	—391	0.00043
— 6	—258	»	—226	0.3	—268	»	—226	»	—280	0 5	—244	0.7	—280	»	—244	»	0.055	»	0.035	»	—312	0.00049	—276	0.00049
— 7	—149	»	—147	»	—149	»	—147	»	—13[illegible]	0.8	—156	0.4	—139	»	—156	»	0.021	»	0.018	»	—139	»	—156	»
— 8	— 55	»	— 38	0.4	— 55	»	— 38	»	— 89	1.0	— 98	0.4	— 88	»	— 98	»	0.003	»	»	»	— 88	»	— 98	»
— 9	— 32	»	— 24	»	— 32	»	— 24	»	— 47	0.6	— 26	»	— 47	»	— 26	»	»	»	»	»	— 47	»	— 26	»
— 10	— 21	»	— 26	»	— 21	»	— 26	»	— 21	»	— 26	»	— 21	»	— 26	»	»	»	»	»	— 21	»	— 26	»
— 11																								
— 12																								
— 13																								
— 14																								
— 15																								
— 16																								
— 17																								
— 18																								

de la culée et des piles.	VÉRIFICATION du 20 juillet 1861.				VÉRIFICATION du 9 octobre 1861.				EXÉCUTION du 6e relevage des piles, du 15 octobre au 23 novembre 1861.				VÉRIFICATION du 9 décembre 1861.				VÉRIFICATION du 23 décembre 1861.				VÉRIFICATION du 27 mars 1867.			
	Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.	
	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	RELEVAGE pour les poutres du pont, du 24 octobre au 11 novembre 1861.				Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.
pont																								
lue.	—358	»	—358	»	—394	0.00044	—394	0.00044	0.150	»	0.150	»	—394	»	—394	»	—394	»	—394	»	—420	0.000276	—420	0.000276
N° 1	—466	0.00033	—607	0.00033	—510	0.00054	—658	0.00063	0.187	»	0.173	»	—529	0.00031	—677	0.000315	—529	»	—677	»	—558	0.000308	—760	0.000245
2	—501	0.00047	—686	0.00047	—559	0.00071	—753	0.00082	0.219	»	0.202	»	—581	0-000355	—778	0.00041	—581	»	—779	»	—611	0.000308	—809	0.000308
3	—637	0.00034	—580	0.00034	—708	0.00087	—663	0.0010	0,236	»	0.219	»	—735	0.000435	—693	0.0005	—735	»	—693	»	—770	0.000372	—732	0.000415
4	—552	0.00036	—534	0.00036	—622	0.00087	—620	0.00110	0.233	»	0.210	»	—649	0.000435	—654	0.00055	—651	»	—654	»	—684	0.000351	—693	0.000415
5	—446	0.00024	—405	0.00024	—512	0.00081	—480	0.00092	0.211	»	0.187	»	—537	0.000405	—508	0.00046	—538	»	—510	»	—579	0.000136	—533	0.000245
6	—312	»	—276	»	—353	0.00050	—321	0.00055	0.161	»	0.129	»	—368	0.00025	—339	0.000275	—369	»	—340	»	—412	0.000457	—383	0.000457
7	—139	»	—156	»	—169	0.00037	—192	0.00044	0.097	»	0.050	»	—169	»	—192	»	—169	»	—192	»	—196	0.000277	—224	0.000351
8	— 88	»	— 98	»	— 88	»	— 98	»	0.044	»	0.024	»	— 88	»	— 98	»	— 88	»	— 98	»	—110	0.000234	—120	0.000234
9	— 47	»	— 26	»	— 47	»	— 26	»	0.033	»	0.007	»	— 47	»	— 26	»	— 47	»	— 26	»	— 63	1.000170	— 39	0.000138
10	— 21	»	— 26	»	— 21	»	— 26	»	»	»	»	»	— 21	»	— 26	»	— 21	»	— 26	»	— 21	»	— 26	»
11	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
12	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
13	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
14	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
15	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
16	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
17	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
18	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»

DÉSIGNATION de la culée et des piles.	VÉRIFICATION du 5 juillet 1862.				VÉRIFICATION du 5 juillet 1862.				VÉRIFICATION du 24 septembre 1862.			
	Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.	
	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.
Culée du pont et du viaduc	—420	»	—420	»	—420	»	—420	»	—420	»	—420	»
Pile n° 1	—559	0.00002	—700	»	—576	0.000333	—717	0.000333	—586	0.000123	—727	0.000123
— 2	—615	0.00008	—809	»	—632	0.000333	—827	0.000353	—642	0.000123	—837	0.000123
— 3	—770	»	—738	0.00012	—796	0.000510	—754	0.000313	—808	0.000148	—766	0.000148
— 4	—688	0.00008	—712	0.00039	—713	0.000049	—725	0.000255	—728	0.000185	—734	0.000111
— 5	—586	0.00014	—563	0.00060	—603	0.000333	—582	0.000373	—615	0,000148	—591	0.000111
— 6	—415	0.00006	—388	0.00001	—444	0.000569	—410	0.000131	—454	0.000123	—421	0.000135
— 7	—196	»	—225	0.00002	—211	0.000294	—233	0.000157	—218	0.000086	—237	0.000059
— 8	—110	»	—120	»	—110	»	—120	»	—110	»	—120	»
— 9	— 63	»	— 39	»	— 63	»	— 39	»	— 63	»	— 39	»
— 10	— 21	»	— 26	»	— 21	»	— 26	»	— 21	»	— 26	»
— 11												
— 12												
— 13												
— 14												
— 15												
— 16												
— 17												
— 18												

DÉSIGNATION de la culée et des piles.	VÉRIFICATION du 15 décembre 1862.				VÉRIFICATION du 31 janvier 1863.				VÉRIFICATION du 24 mars 1863.				VÉRIFICATION du 2 septembre 1863.				VÉRIFICATION du 22 septembre 1864.			
	Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.		Amont.		Aval.	
	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.	Tassement total.	Vitesse journalière.
Culée du pont et du viaduc.	—420	»	—420	»	—420	»	—420	»	—420	»	—420	»	—420	»	—420	»	—420	»	—420	»
Pile n° 1	—590	0.000049	—746	0.00023	—590	0.000049	—746	0.00023	—590	»	—746	»	—590	»	—746	»	—630	0.0001	—771	0.00006
— 2	—648	0.000075	—846	0.00011	—648	0.000075	—846	0.00011	—648	»	—846	»	—648	»	—846	»	—679	0.00008	—882	0.00009
— 3	—819	0.000134	—791	0.00030	—819	0.000134	—791	0.00030	—819	»	—791	»	—819	»	—791	»	—858	0.0001	—829	0.0001
— 4	—728	»	—734	»	—728	»	—734	»	—728	»	—734	»	—728	»	—734	»	—751	0.00006	—769	0.00009
— 5	—629	0 00017	—608	0.00020	—629	0.00017	—608	0.00020	—629	»	—608	»	—629	»	—608	»	—656	0.00007	—631	0.00006
— 6	—459	0.00006	—430	0.00011	—459	0.00006	—430	0.00011	—459	»	—430	»	—459	»	—430	»	—485	0.00007	—456	0.00007
— 7	—218	»	—237	»	—218	»	—237	»	—218	»	—237	»	—218	»	—237	»	—237	0.00005	—255	0.00005
— 8	—110	»	—120	»	—110	»	—120	»	—110	»	—120	»	—110	»	—120	»	—128	0.00005	—137	0.000045
— 9	— 63	»	— 39	»	— 63	»	— 39	»	— 63	»	— 39	»	— 63	»	— 39	»	— »	»	— »	»
— 10	— 21	»	— 26	»	— 21	»	— 26	»	— 21	»	— 26	»	— »	»	— »	»	— »	»	— »	»
— 11																				
— 12																				
— 13																				
— 14																				
— 15																				
— 16																				
— 17																				
— 18																				

Bordeaux, le 13 novembre 1860.

OBSERVATIONS.— Les tassements ont été déterminés par les remblais exécutés aux abords des ouvrages. Les tassements totaux à chaque vérification sont exprimés en millimètres. Les vitesses de tassement, résultant pour chaque vérification de la comparaison du tassement total, correspondant avec le tassement total de la vérification précédente, sont exprimées en millimètres et dixièmes de millimètres.

Bordeaux, le 18 janvier 1862.

Les épreuves n'ont pas influé d'une manière appréciable sur le tassement. La surcharge en sable qui a séjourné sur le viaduc du 15 mai au 3 juillet 1861 (4 tonnes et demie par mètre cube), n'a pas non plus activé la descente; tandis que les fouilles de l'aqueduc latéral au viaduc, à une distance d'environ $7^{m}.50$ ont troublé l'équilibre de la masse des remblais et déterminé un accroissement dans la vitesse du tassement des piles du viaduc. — Ces mêmes fouilles ont même mis de nouveau la culée en mouvement, quoiqu'elle fût en équilibre depuis le commencement de janvier 1861.— Le tassement produit par ce fait a atteint $0^{m}.038$ et s'est arrêté presque aussitôt après l'achèvement de l'aqueduc.— Dans le dernier relevage du 15 octobre au 11 novembre les poutres du pont et le viaduc ont été ramenés à leur position normale.

CHAPITRE IX.

DÉCOMPTE DÉFINITIF DU VIADUC MÉTALLIQUE.

Nous terminerons enfin, en donnant ci-dessous le décompte définitif de cet ouvrage :

Fondation et maçonneries de la culée jusqu'au-dessous des poutres.

	Numéros de la série.	QUANTITÉS	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles.	SOMMES totales.
1° *Fourniture et battage de pilots.*					
Bois de pin pour pilots (99 pieux).	1	$107^{m}3.274$	36.22	3885.46	
Fer et fonte pour sabots.	2	2214^{k}	0.65	1439.10	
Pointes pour fixer les sabots. . .	3	$43^{k},624$	0.60	26.17	
Volées de 5 mètres de chute d'un mouton de 500 kilogrammes. .	4	$4417^{v}.40$	1.05	4638.27	
Bois de pin vert pour chapeaux. .	1	0.688	36.22	24.92	
					10013.92
2° *Fourniture, façon et mise en place du caisson.*					
Bois de pin vert équarri pour le fond du caisson.	5 *bis.*	$23^{m}3.166$	55.46	1284.79	
Bois de pin vert équarri pour longrines.	5	$11^{m}3.521$	50.»	576.05	
Chevillettes en cœur de chêne pour réunir les pièces du fond du caisson.	5 *ter.*	266	0.50	133.»	
Bois provenant du magasin de Brienne.	6	$29^{m}3.824$	45.0»	1342.08	
Boulons.	8	$1231^{k}.446$	0.80	985 16	
Main-d'œuvre pour façon du caisson.	7	$64^{m}3.511$	20.»	1290.22	
Calfatage.	9	$269^{m}2.82$	2.50	674.55	
Bordage du caisson en planches de Nerva.	6 *bis.*	$164^{m}2.52$	4.30	707.44	
Recepage des pieux, mise à l'eau, transport à pied d'œuvre et échouage du caisson.	»	»	»	1200.»	
					8193.29
3° *Maçonneries jusqu'au-dessous des poutres du viaduc.*					
Maçonnerie de moellons bruts avec mortier de chaux d'Echoisy.	12	$505^{m}3.81$	14.70	7435.41	
Maçonnerie de pierre de taille de Saint-Macaire.	13	$120^{m}3.241$	50.»	6012.05	
Taille et rejointoiement de pierre de taille de Saint-Macaire . .	14	$203^{m}3.67$	9.»	1833.03	
Moulure pour le couronnement de la culée.	15	$39^{m}.60$	9.»	356.40	
				15636.89	15636.89
					33811.10
A déduire : le rabais de 7 p. 100.	. . .	. . . . .	. . . .	. . . . .	2369.09
Total pour la culée sur la rive de la Garonne.	. . .	. . . . .	. . . .	. . . . .	31475.01

	Numéros de la série.	QUANTITÉS	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles.	SOMMES totales.
Report.					31 475.01
4° *Fouilles pour fondations de la culée et des murs en aile.*					
Fouilles pour fondations, charge en brouette et jet sur berge. . .	1	556.56	0.60	333.94	
Reprise d'une partie de ces terres charge en tombereau et transport à une distance moyenne de 200 mètres.	A	546^{m3}.27	0.50	273.13	
				607.07	
5° *Maçonneries pour fondations et en élévation de la culée et des murs en aile.*					
Remblais en sable pour fondations.	3	202^{m3}.60	2.00	405.20	
Maçonnerie en moellons bruts avec chaux hydraulique.	5	173^{m3}.04	17.00	2941.68	
Maçonnerie de pierre de taille de Saint-Macaire.	6	85^{m3}.855	56.00	4807.88	
Maçonnerie de moellons piqués. .	7	12.07	32.59	393.36	
Parements de moellons piqués. .	10	50^{m2}.22	3.00	150.66	
Id. de pierre de taille. . .	8	234^{m2}.94	7.00	1644.58	
Mètres courants de moulures. . .	9	59.22	9.00	532.98	
				11483.41	
A déduire: le rabais de 6,05 p. 100.				694.75	
Total pour la culée sur le quai de Paludate.					10788.66
FONDATIONS DU VIADUC.					
1° *Fourniture et battage des pilots.*					
Bois de pin pour pilots des sept premières piles.	1	71^{m3}.014	35.00	2485.49	
Sabots en fonte et fers pour pilots.	2	872^{k}.460	0.40	348.98	
Mètres de fiches de pilots dans le sol.	3	954^{m}.12	2.75	2623.83	
					5458.30
2° *Fourniture du bois, façon de la charpente du grillage, chapeaux et moisage des pilots.*					
Fourniture, taille et pose de grillages et chapeaux en bois de pin équarri.	4	74^{m3}.062	75.00	5554.65	
Bois de Brienne pour planches. .	7	1^{m3}.920	48.00	92.16	
					5646.81
Terrassements et enrochements.					
Mètres cubes d'enrochements, autour des piles en rivière. . . .	9	1361^{m3}.50	4.00	5446.00	
Mètres cubes de déblais chargés, fouillés et transportés en brouette à une distance moyenne de 70 mètres.	10	3664^{m3}.91	1.00	3664.91	
Mètres cubes de sable pour remblais sous les grillages et autour des maçonneries	12	1109^{m3}.022	14.70	1774.44	
					10885.35
A reporter.	. . .	. . . . .	. . . .	. . . . .	21990.16

	Numéros de la série.	QUANTITÉS	PRIX de l'unité.	SOMMES partielles.	SOMMES totales.
Report.					21 990.46
Maçonneries.					
Maçonnerie de moellons bruts avec mortier de chaux d'Echoisy. . .	13	862^{m3}.254	14.70	12 675.13	
Maçonnerie de pierre de taille de Saint-Macaire.	14	40^{m}.500	71.00	2 875 50	
Total pour les fondations du viaduc.					15 550.63
					37 541.09
PARTIE MÉTALLIQUE DU VIADUC.					
1° *Piles.*					
Fers, tôles et cornières.	1	21 216^{k}.39	0.75	15 912.29	
Rails Barlow formant les fers des colonnes.	3	32 419^{k}.36	0.46	14 912.90	
Fonte pour sabots des colonnes. .	2	8 401^{k}	0.38	3192.38	
Fonte pour les socles des colonnes.	2	11 625^{k}	0.38	4 417.50	
Fonte pour les chapiteaux des colonnes	2	2 297^{k}	0.38	872.86	
Fonte pour les plaques de support des culées.	2	778^{k}	0.38	295.64	
Boulons de scellement des sabots.	4	417^{k}.820	0.90	376.04	
Boulons des chapiteaux.	4	72^{k}	0.90	64.80	
Boulons de scellement des plaques de support.	4	61^{k}	0.90	54.90	
Boulons réunissant les plaques de support aux pièces d'appui. . .	4	69^{k}	0.90	62.10	
Goujons à vis des socles.	4	23^{k}	0.90	20.70	
Plomb pour scellement de divers boulons et calage.	5	2 200^{k}	0.80	1 760.00	
2° *Tablier.*					
Tôles, fers plats, cornières et têtes de rivets.	1	169 359^{k}.15	0.75	127 019.36	
Goussets en tôle à chaudière. . .	6	14 035^{k}.08	1.00	14 035.08	
Tôles et fers d'une partie de la 1re et de la 9^{e} travée non employés par suite d'une modification du projet, pour planage, traçage, poinçonnage, bardage et déchet	A	5 154^{k}	0.33	1 699.83	
3° *Garde-corps.*					
Fonte pour les garde-corps. . . .	2	7 116^{k}.422	0.38	2 704.24	
Boulons d'attaches pour les garde-corps.	4	60^{k}	0.90	54.00	
4° *Peinture.*					
Peinture à 4 couches.	7	267 950^{k}.212	0.0272	7 288.25	
				194 742.87	
A déduire : le rabais de 12 p. 100.				23 369.14	
Total pour la partie métallique du viaduc.					171 373.73

	Numéros de la série.	QUANTITÉS	PRIX de l'unité.	SOMMES. partielles.	SOMMES. totales.
Plancher du viaduc et pose de voies.					
Bois fourni, taillé, peint à 3 couches de coaltar et mis en place.					
Pose de 2 voies Brunel sur toute l'étendue du viaduc	2	125m3.453	160.00	20072.48	
	3	260m.78	1.50	391.17	
Total pour le plancher et la pose des voies.					20 463.65

Récapitulation.

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	PRIX TOTAL.	PRIX par mètre courant d'ouvrage.	PRIX par mètre quarré d'élévation
	francs.	francs.	francs.
Culée sur la rive de la Garonne	31 475,01	243.78	48.76
Culée sur le quai de Paludate.	10 788.66	83.56	16.71
Fondations du viaduc.	37 541.09	290.77	58.15
Partie métallique	171 373.73	1 327.35	265.47
Plancher et pose de voies	20 463.65	158.49	31.70
Totaux.	271 642.14	2 103.95	420.79

VIADUC MÉTALLIQUE DE L'OSSE A PILES TUBULAIRES A 7 TRAVÉES.

Description générale. — Cet ouvrage, construit sur la ligne du chemin de fer d'Auch à Tarbes, sert à franchir la vallée de l'Osse en alignement droit, mais avec une pente de $0^{m}.025$, et à une hauteur variable de $21^{m}.86$ à 17.54, et se compose d'un viaduc métallique de sept travées ayant une portée de $38^{m}.40$ pour les intermédiaires et $28^{m}.80$ pour les extrêmes.

La longueur totale est par conséquent de $249^{m}.60$.

Le tablier métallique est supporté par deux culées en maçonnerie et six doubles piles tubulaires en fonte de $1^{m}.70$ de diamètre, maintenant un massif de béton qui les remplit, et leur donne une stabilité et une inertie bien propres à résister à l'action du vent et aux vibrations moléculaires que le mouvement des machines développe dans les poutres.

Ces colonnes sont formées d'anneaux successifs, parfaitement boulonnés entre eux, de manière à en faire un cylindre unique, qui descend et s'encastre à sa base dans le terrain solide, autant qu'il est nécessaire à la résistance, et reçoit à sa partie supérieure, par l'intermédiaire de plaques de fondation munies de glissières et de rouleaux de friction, le poids de deux demi-travées contiguës.

Poutres longitudinales. — La partie métallique n'est faite que pour une voie, et se compose de deux poutres longitudinales d'une longueur totale de $252^{m}.80$ et d'une hauteur de 4 mètres.

Chaque poutre se compose de soixante-dix-neuf panneaux, dont huit pleins et soixante et onze vides; ces derniers sont formés par des croisillons en rails Barlow avec

doublures dans certains cas, et les huit autres sont en tôle pleine.

La longueur d'un panneau plein ou vide est de $3^{m}.20$ d'axe en axe.

L'espace libre entre les montants des garde-corps est de $4^{m}.50$; les rails sont placés entièrement au-dessus des poutres.

Description de la poutre. — Cette poutre, de forme double T, se compose de deux tables horizontales supérieures et inférieure de $0^{m}.600$ de largeur sur 0.010 d'épaisseur, et régnant sur toute la longueur. Des tables de renfort de mêmes dimensions en largeur et épaisseur, existent aussi dans le milieu des travées sur une longueur de $11^{m}.000$ et sur les piles elles sont doublées, et se développent de chaque côté, la première de $5^{m}.50$ et la deuxième de $2^{m}.90$. Ces tables sont réunies entre elles par six rangs de rivets de $0^{m}.022$ de diamètre et espacés de $0^{m}.10$ dans le sens longitudinal des poutres. Elles sont entretoisées entre elles par des montants verticaux espacés de $3^{m}.20$ d'axe en axe.

Ces montants sont formés d'une âme en tôle de 0.400 de largeur sur 0.008 d'épaisseur. Quatre cornières de $\frac{70.70}{9}$ sont rivées sur les bords extérieurs des montants et sur toute leur hauteur.

L'assemblage de ces montants avec les tables horizontales se fait par quatre goussets placés dans les angles des panneaux et rivés sur les cornières des montants.

Ces goussets empêchent le voilement des tables horizontales et celui des montants.

La paroi verticale est formée pour chaque poutre, de deux tôles longitudinales de 0.010 d'épaisseur sur 0.600 de largeur, placées dans l'axe de la poutre, et réunies aux tables supérieures et inférieures par quatre cornières de $\frac{100.100}{12}$, et à chaque montant vertical par huit cornières

de $\frac{70.70}{9}$. Ces tôles servent à assembler les croisillons en rails Barlow, formant les panneaux évidés.

Ces rails formant croisillons présentent pour leur assemblage avec les tôles de la paroi verticale un large empatement, qui permet d'appliquer pour chaque joint deux rangs de rivets de 0.025, soit seize rivets, donnant une section de 7 854 millimètres quarrés. La section d'un croisillon étant de 5 760 millimètres quarrés, elle excède donc de 2 094 millimètres quarrés celle rigoureusement nécessaire. Ces croisillons sont, de plus, réunis à leur point de croisement par quatre rivets de 0.025 de diamètre.

Pièces de pont. — Les pièces de pont étant destinées à contreventer énergiquement les poutres du viaduc, en raison de la compression à laquelle elles sont soumises, par suite de l'inclinaison de l'ouvrage, sont beaucoup plus fortes qu'il ne le faudrait; cela provient aussi de la hauteur considérable à leur donner pour placer le rail au sommet des poutres et assurer le contreventement de celles-ci; la hauteur de l'ensemble de la pièce est de $3^{m}.33$.

Ces pièces se composent à leur partie supérieure, sur laquelle vient s'assembler le longeron, d'une âme en tôle de 0.450 de hauteur sur 0.008 d'épaisseur et 2.25 de longueur et de deux cornières de $\frac{70.70}{9}$ rivées à cette âme à sa partie supérieure sur toute sa longueur. Ces âmes viennent s'assembler à leurs extrémités au moyen de couvre-joints de 0.600 de longueur à de forts goussets ménagés dans la paroi verticale des montants verticaux sur la moitié de la hauteur de la poutre. La pièce de pont se termine à sa partie inférieure par une entretoise formée d'une âme en tôle de $0^{m}.30$ de hauteur, $0^{m}.08$ d'épaisseur et d'une longueur de $2^{m}.25$, roidie à sa partie inférieure par deux cornières de $\frac{70.70}{9}$, et venant s'assembler, comme la partie supérieure, au moyen de couvre-joints de même longueur,

à deux autres forts goussets, ménagés comme les deux autres dans l'autre moitié du montant vertical.

Ces deux pièces transversales sont de plus roidies par quatre rails Brunel qui viennent se river, moitié sur les âmes et moitié sur les goussets, et concourent par là au contreventement des deux poutres.

Longerons. — Les longerons ont une hauteur de 0.450, et se composent d'une âme de même hauteur et 0.010 d'épaisseur et de quatre cornières de $\frac{70.70}{9}$; leurs extrémités sont assemblées aux pièces de pont dans leur partie supérieure par des cornières rivées à la paroi verticale. Une plate-bande horizontale de 0.150 de largeur, 0.008 d'épaisseur et 0.600 de longueur, réunit les longerons aux pièces de pont et en complète l'assemblage.

Contreventement. — Le contreventement supérieur et inférieur est formé de fers plats de 0.100 de large sur 0.010 d'épaisseur posés en diagonales sur les pièces de pont. De larges plaques en tôle, rivées en haut et en bas des pièces de pont, reçoivent les extrémités de ces fers plats au moyen de rivets de 0.022.

Plancher. — Le plancher est formé de madriers en chêne de $0^{m}.160$ d'épaisseur reposant à leurs extrémités sur l'aile d'une cornière de $\frac{100.100}{12}$ attachée sur les pièces de pont. Ces madriers sont espacés de 1 mètre environ et reçoivent un platelage en chêne aussi qui constitue le plancher du viaduc.

Glissières et plaques de support. — Les glissières et plaques de support se composent d'une semelle en tôle de 0.015 d'épaisseur, bordée d'une cornière de 0.090. Sur cette semelle repose un plateau en fonte de 0.006 d'épaisseur dont la surface supérieure est parfaitement dressée.

Ces deux pièces constituent la partie fixe de la glissière. a partie mobile se compose d'un plateau en fonte rabotée

à sa partie supérieure et reposant sur le plateau fixe. Des rainures sont pratiquées à la partie supérieure de ce plateau, et sont destinées à recevoir les coins de calage. Ces coins sont en fonte, leur face inférieure présente une inclinaison de 1/20. Sur ces coins repose un plateau en fonte, fixé à la table inférieure des poutres.

CALCULS DES DIMENSIONS PRINCIPALES DU VIADUC DE L'OSSE

Nous croyons avoir suffisamment indiqué précédemment les divers éléments qui composent le viaduc de l'Osse ; il nous reste à exposer les calculs qui ont servi à déterminer les différentes sections des pièces principales, et prouver qu'elles sont capables de résister aux cas les plus défavorables de surcharge qu'elles auront à supporter.

Pour atteindre ce but, nous chercherons en quel endroit doit se produire le plus grand moment de rupture, et quel est ce moment ; il nous suffira ensuite de le comparer avec le moment de résistance de la poutre, en admettant que le fer travaille avec un coefficient de 6 kilogrammes par millimètre quarré.

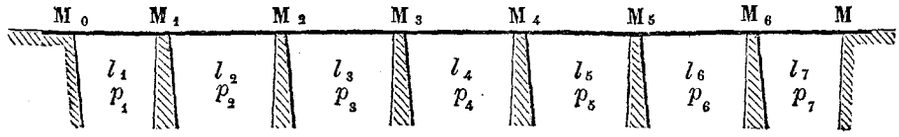
L'effort de rupture devra toujours être inférieur à la résistance en n'importe quel point de la poutre.

Nous admettons toujours, et pour nous conformer à la circulaire ministérielle du 26 février 1858, une surcharge générale d'épreuve de 8 000 kilogrammes par mètre courant de pont pour deux voies ; l'ouvrage dont nous nous occupons n'ayant qu'une voie, nous aurions donc une surcharge de 4 000 kilogrammes par mètre courant ; mais comme dans nos calculs et pour simplifier, nous ne comptons qu'une poutre et la moitié du tablier, nous aurons comme surcharge d'épreuves un poids constant de 2 000 kilogrammes par mètre courant de voie.

Les formules fondamentales qui doivent nous servir à trouver d'abord les moments maximum sur les appuis,

s'établissent comme nous l'avons indiqué, et donnent en posant :

Fig. 52.



$$M_0 = M_7 = 0,$$

$$l_1 = l_7 = 28^{m}.00 = \frac{l_1}{l_2} = k,$$

$$l_2 \ldots\ldots, l_6 = 38^{m}.00.$$

$$l_1M_0 + 2(l_1 + l_2)M_1 + l_2M_2 = \frac{1}{4}(p_1l^3{}_1 + p_2l^2{}_2) \quad (1)$$

$$l_2M_1 + 2(l_2 + l_3)M_2 + l_3M_3 = \frac{1}{4}(p_2l^3{}_2 + p_3l^3{}_3) \quad (2)$$

$$l_3M_2 + 2(l_3 + l_4)M_3 + l_4M_4 = \frac{1}{4}(p_3l^3{}_3 + p_4l^3{}_4) \quad (3)$$

$$l_4M_3 + 2(l_4 + l_5)M_4 + l_5M_5 = \frac{1}{4}(p_4l^3{}_4 + p_5l^3{}_5) \quad (4)$$

$$l_5M_4 + 2(l_5 + l_6)M_5 + l_6M_6 = \frac{1}{4}(p_5l^3{}_5 + p_6l^3{}_6) \quad (5)$$

$$l_6M_5 + 2(l_6 + l_7)M_6 + l_7M_7 = \frac{1}{4}(p_6l^3{}_6 + p_7l^3{}_7) \quad (6)$$

Et en réduisant

$$l_1M_0 + 2(l_1 + l_2)M_1 + l_2M_2 = \frac{1}{4}(p_1l^3{}_1 + p_2l^3{}_2)$$

$$M_1 + 4M_2 + M_3 = \frac{1}{4}l^2(p_2 + p_3)$$

$$M_2 + 4M_3 + M_4 = \frac{4}{1}l^2(p_3 + p_4)$$

$$M_3 + 4M_4 + M_5 = \frac{1}{4}l^2(p_4 + p_5)$$

$$M_4 + 4M_5 + M_6 = \frac{1}{4}l^2(p_5 + p_6)$$

$$l_6M_5 + 2)l_6 + l_7)M_6 + l_7M_7 = \frac{1}{4}(p_6l^3{}_6 + p_7l^3{}_7)$$

d'où, en définitive, le système d'équations

$$
\mathrm{A}\begin{cases}
2(1+k(\mathrm{M}_1+\mathrm{M}_2)=\dfrac{l^2}{4}(p_0k^3+p_1) & (1)\\
\mathrm{M}_1+4\mathrm{M}_2+\mathrm{M}_3=\dfrac{l^2}{4}(p_1+p_2) & (2)\\
\mathrm{M}_2+4\mathrm{M}_3+\mathrm{M}_4=\dfrac{l^2}{4}(p_2+p_3) & (3)\\
\mathrm{M}_3+4\mathrm{M}_4+\mathrm{M}_5=\dfrac{l^2}{4}(p_3+p_4) & (4)\\
\mathrm{M}_4+4\mathrm{M}_5+\mathrm{M}_6=\dfrac{l^2}{4}(p_4+p_5) & (5)\\
\mathrm{M}_5+2(1+k)\,\mathrm{M}_6=\dfrac{l^2}{4}(p_5+p_6k^3) & (6)
\end{cases}
$$

L'élimination des inconnues peut se faire sans difficulté par les méthodes de M. Clapeyron; nous en indiquerons une qui a l'avantage d'être beaucoup plus rapide et de donner de suite chaque inconnue par une seule opération, et sans qu'il soit nécessaire de déduire l'une de l'autre, ce qui pourrait affecter les unes des erreurs qui auraient pu se glisser dans la détermination des autres.

Cherchons la série des nombres par lesquels il faut multiplier ces équations pour éliminer toutes les inconnues moins M_7, par exemple.

Les deux premiers termes de cette série seront nécessairement 1 et $-2(1+k)$; tous les termes suivants se déduiront des deux premiers en retranchant le second multiplié par 4 du premier changé de signe, ainsi que nous l'avons démontré par la formule $\rho+4\lambda+m=0$ (p. 196).

On aura ainsi le troisième terme

$$-4\times 2(1+k)+m=0; \qquad (1)$$

d'où

$$-m=1-8-8k; \qquad m=+7+8k.$$

Le quatrième s'obtiendra en retranchant le quadruple du troisième changé de signe, et ainsi de suite.

On formera ainsi la série :

$$+1,\quad \alpha-2-2k,\quad +7+8k,\quad -26-30k,\quad +97+112k,$$
$$-362-418k,\quad +1351+1560k,\ \text{etc., etc.,}$$

Ajoutant ainsi les deux termes des six équations multipliés par les nombres successifs de la série précédente et remplaçant immédiatement k par sa valeur :

$$k=\frac{l_1}{l_2}\ \begin{matrix}\text{travée de rive}\\ \text{travée courante}\end{matrix}=\frac{28^{m}\,80}{38.40}=0.75.$$

$$k^3=0{,}4219;$$

de manière à n'avoir plus que des nombres et des quantités variables, on déduit immédiatement M_7.

Mais avant d'écrire cette valeur et pour compléter la série des simplifications qui doivent faciliter le calcul numérique, nous poserons p en facteur commun de manière à n'avoir plus comme facteurs variables que les rapports

$$\frac{p_0}{p},\quad \frac{p_1}{p},\quad \frac{p_2}{p},\ \text{etc.}$$

que nous continuerons malgré tout à appeler p_0, p_1, p_2, etc., en ayant soin de nous rappeler que ces rapports pourront, dans les différentes hypothèses de charge ou de surcharge, affecter les formes

$$\frac{p}{\mathrm{P}},\quad \frac{p}{\mathrm{P}},\quad \frac{\mathrm{P}}{p},\quad \frac{\mathrm{P}}{\mathrm{P}};$$

p étant le poids de la construction par mètre courant, P étant la surcharge par mètre courant du pont

Calcul de p. — Le poids mort de la construction par mètre courant s'établit comme suit :

		kilog.
Poutres longitudinales.	Tôles et cornières. . . 510	930
	Rails Barlow. 300	
	Garde-corps. 121	
Pièce de pont. . . .		330
Entre-toises Brunel		
Longerons.		140
Ensemble.		1 400
Un dixième pour rivets et imprévus.		150
Idem pour panneaux pleins.		150
Poids de la partie métallique.		1 700

ce qui donnera, en estimant le poids des matériaux de la voie et du ballast.

	kilog.
Poids de la partie métallique.	1700
Rails et coussinets.	120
Traverses.	150
Platelage.	250
Surcharges imprévues.	330
Ballast.	350
p, poids mort par mètre courant de pont.	2900

Dans le cas où le pont est soumis aux épreuves la surcharge par mètre courant est de

4500 kilog.

conformément aux instructions ministérielles, ce qui donne alors pour la charge totale :

7400 kilog. = P.

Après avoir déterminé ces différentes valeurs numériques et remplacé chaque donnée ainsi que nous l'avons précédemment indiqué, on trouve enfin :

$$M_7 = 489663 \begin{pmatrix} +0.4219p_1 - 2.50p_2 + 9.50p_3 - 35.50p_4 \\ +132.50p_5 - 494.50p_6 + 284.99p_7 \end{pmatrix}$$

Détermination des autres moments de rupture sur les piles — En suivant la marche que nous avons précédemment indiquée, on pourra successivement éliminer toutes les inconnues de l'équation (A) en déterminant convenablement la série des membres par lesquels il convient de multiplier chacun d'elles.

Détermination de M_4. — Pour obtenir directement M_4, par exemple, il faudra dans les équations (1), (2), (3) et (4) éliminer les inconnues M_1, M_2, M_3, M_4.

Pour cela il suffira de multiplier les équations (1), (2), (3) et (4) par les quatre premiers termes de la série, déterminée ci-dessus ou par un multiple de ces nombres :

$$B \begin{cases} \text{Équation (1) par} & 1 \\ \text{—} \quad \text{(2) par} & (-2 - 2k) \\ \text{—} \quad \text{(3) par} & (+7 + 8k) \\ \text{—} \quad \text{(4) par} & (-26 - 30k) \end{cases}$$

De même, pour faire disparaître M_5 et M_6, il faut que les équations (4), (5) et (6) soient multipliées par les trois premiers termes de notre série ou par un multiple de ces nombres. Soit :

$$C \begin{cases} \text{Équation (6) par} & 1 \\ \text{—} \quad \text{(5) par} & (-2 - 2k) \\ \text{—} \quad \text{(4) par} & (+7 + 8k) \end{cases}$$

de telle sorte que d'une part l'équation (4) commune aux deux séries devra être multipliée par $(+7+8k)$, et d'autre part par $(-26-30k)$, c'est-à-dire qu'elle devra en réalité être multipliée par $(+7+8k)(-26-30k)$.

Le point de départ une fois trouvé, on en déduit immédiatement que $(+7+8k)$ soit le multiple des quatre termes de la série qui doivent multiplier les équations (B) et $(-26-30k)$ le multiple des termes de la série applicable aux équations (C), ce qui donne le tableau suivant des coefficients :

$$
\begin{array}{ll}
 & \left\{\begin{array}{rl}
1 & \times(7+8k) \text{ équation } (1)\\
(-2-2k)\times(7+8k) & \text{— } (2)\\
(+7+8k)\times(7+8k) & \text{— } (3)\\
(-26-30k)\times(7+8k) & \text{— } (4)
\end{array}\right.\\
\mathbf{B} & \\
 & \left\{\begin{array}{rl}
1\times(-26-30k) & \text{équation } (6)\\
(-2-2k)(-26-30k) & \text{— } (5)\\
(+7+8k)(-26-30k) & \text{— } (4)
\end{array}\right.\\
\mathbf{C} &
\end{array}
$$

En effectuant les multiplications indiquées ci-dessus et opérant les réductions déjà faites dans le calcul de M_7, on obtient directement :

$$M_4 = 489663\left(\begin{array}{l}-20.46p_1+121.25p_2-460.75p_3-461.50p_4\\+123.50p_5-32.50p_6+5,48p_7\end{array}\right)$$

Ainsi qu'on le voit, le jeu de cette élimination se fait à l'aide des six premiers termes de notre série primitive que nous désignerons par α_1, α_2, α_3, α_4, α_5, α_6 combinés ensemble par leur produit deux à deux, de sorte que si l'on veut résumer toutes les opérations dans un seul tableau, on aura le diagramme suivant :

	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6
Equation (1). . .	$-\alpha_6$	$\alpha_1\times\alpha_5$	$\alpha_1\times\alpha_4$	$\alpha_1\times\alpha_3$	$\alpha_1\times\alpha_2$	α_1
Equation (2). . .	$-\alpha_5$	$\alpha_2\times\alpha_5$	$\alpha_2\times\alpha_4$	$\alpha_2\times\alpha_3$	$\alpha_2\times\alpha_2$	α_2
Equation (3). . .	$-\alpha_4$	$\alpha_4\times\alpha_2$	$\alpha_3\times\alpha_4$	$\alpha_3\times\alpha_3$	$\alpha_3\times\alpha_2$	α_3
Equation (4). . .	$-\alpha_3$	$\alpha_3\times\alpha_2$	$\alpha_3\times\alpha_3$	$\alpha_4\times\alpha_3$	$\alpha_4\times\alpha_2$	α_4
Equation (5). . .	$-\alpha_2$	$\alpha_2\times\alpha_2$	$\alpha_2\times\alpha_3$	$\alpha_2\times\alpha_4$	$\alpha_5\times\alpha_2$	α_5
Equation (6). . .	$-\alpha_1$	$\alpha_1\times\alpha_2$	$\alpha_1\times\alpha_3$	$\alpha_1\times\alpha_4$	$\alpha_1\times\alpha_5$	α_6

L'étude de ce diagramme présente des particularités remarquables que nous signalerons, parce que nous ne les avons trouvées dans aucun ouvrage écrit sur la matière.

Ainsi, on trouve que la série α_1, α_2, α_3,... etc., une fois déterminée, les multiples seront des produits tels que $\alpha_1\,\alpha_4$. $\alpha_2\,\alpha_4$, $\alpha_3\,\alpha_4$, $\alpha_3\,\alpha_3$, $\alpha_2\,\alpha_3$, etc., déterminés de telle sorte que si la première colonne contient l'indication des équations à résoudre, les six suivantes portent inscrites en tête l'inconnue cherchée, et au-dessous en regard de chaque équation et sur la même ligne horizontale la série des chiffres par lesquels il faut les multiplier pour que toutes les autres inconnues soient éliminées.

La loi des indices est facile à déduire. En mettant de côté les colonnes M_1 et M_6 relatives aux travées extrêmes et qui contiennent la série connue des multiplications $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$, etc. prise dans un sens et dans l'autre, on compose, en prenant la somme des indices de α, le tableau suivant :

	M_2	M_3	M_4	M_5
Equation (1).	6	5	4	3
Equation (2).	7	6	5	4
Equation (3).	6	7	6	5
Equation (4).	5	6	7	6
Equation (5).	4	5	6	7
Equation (6).	3	4	5	6

dans lequel on trouve les lois les plus remarquables, soit dans le sens horizontal, soit dans le sens vertical, et si l'on ajoute à cela cette considération que la série est toujours continue en demeurant ascendante ou descendante, on établit que la loi est générale et donne la solution dans le cas d'un nombre quelconque de travées.

Nous montrerons dans une note annexe comment dans un point d'un nombre m de travées on peut trouver directement, et par un calcul des plus simples le moment sur une pile quelconque $(m - \omega)$.

Enfin, nous indiquerons dans cette même note la loi singulière que suivent ces coefficients α_1, α_2, α_3, α_4, qui ne sont autre chose que les termes de la puissance m^e d'un binome développé d'après la méthode de Newton.

Ces considérations, d'un ordre tout à fait général, nous éloigneraient du but que nous poursuivons, et nous ont paru devoir être développées dans un passage spécial.

Nous continuerons donc le calcul du viaduc de l'Osse et en appliquant aux six équations les nombres que nous avons déterminés précédemment, nous trouvons les valeurs suivantes :

$$
\begin{array}{lll}
M_1 = & & \\
M_2 = & & \\
M_3 = & & \\
M_4 = & 489{,}663 & \\
M_5 = & & \\
M_6 = & &
\end{array}
\begin{array}{|c|c|c|c|c|c|}
\hline
-284{,}99 & p_1 + 494{,}50 & p_2 + 132{,}50 & p_3 - 35{,}50 & p_4 + 9{,}50 & p_5 - 2{,}50 \quad p_6 + 0{,}4219 \\
\hline
+ 76{,}36 & -452{,}50 & -463{,}75 & +124{,}25 & - 33{,}25 & + 8{,}75 \quad - 1{,}48 \\
\hline
- 20{,}46 & +121{,}25 & -460{,}75 & -461{,}50 & +123{,}50 & - 32{,}50 \quad + 5{,}48 \\
\hline
+ 5{,}48 & - 32{,}50 & +123{,}50 & -461{,}50 & -460.75 & +121{,}25 \quad - 20{,}46 \\
\hline
- 1{,}48 & + 8{,}75 & - 33{,}25 & +124{,}25 & -463{,}75 & -452{,}50 \quad + 76{,}36 \\
\hline
+0{,}4219 & - 2{,}50 & + 9{,}50 & - 35{,}50 & +132{,}50 & -494{,}50 \quad -284{,}99 \\
\hline
\end{array}
$$

On reconnaît, comme nous l'avons déjà indiqué pour les autres ponts, que les termes qui composent la valeur des moments sur les piles M_1, M_2, M_3,... etc., sont successivement positifs et négatifs à l'exception des deux termes qui contiennent les poids par mètre courant des travées adjacentes à la pile que l'on considère, lesquels sont tous deux positifs.

Le moment sur une pile croît donc avec la charge des travées adjacentes et de celles qui suivent celles-ci de deux en deux ; il décroît au contraire quand la charge des autres s'accroît.

Ainsi la valeur maxima du moment sur une pile correspondra au cas où la surcharge occupera les travées qui se succèdent de droite et de gauche dans l'ordre impair, et où les autres n'auraient à supporter que le poids mort.

Par suite, le maximum sur la première pile aura lieu par la combinaison suivante des charges.

Première, deuxième, quatrième et sixième travées chargées.

Troisième, cinquième et septième non chargées, c'est-à-dire

$$p_1 = p_2 = p_4 = p_6 = \mathrm{P} = \frac{7400}{2900} = 2\ 5517.$$

et

$$p_3 = p_5 = p_7 = p = \frac{2900}{2900} = 1.$$

Ce qui donne pour cette hypothèse :

$$\begin{aligned} \mathrm{M}_1 &= -954\,192 \\ \mathrm{M}_2 &= -547\,884 \\ \mathrm{M}_3 &= -653\,760 \\ \mathrm{M}_4 &= -634\,050 \\ \mathrm{M}_5 &= -607\,515 \\ \mathrm{M}_6 &= -734\,833 \end{aligned}$$

On calculera de même les maximum sur les piles suivantes, et l'on dressera ainsi le tableau :

Moments sur les piles.	$p_1=p_2=p_4=p_8=2.5517$ $p_3=p_5=p_7=1.$	$p_2=p_3=p_5=p_7=2.5517$ $p_1=p_5=p_7=1.$	$p_1=p_3=p_4=p_6=2.5517$ $p_2=p_5=p_7=1.$
M_1	— 954 192	— 589 070	— 475 290
M_2	— 547 884	—1 085 710	— 556 428
M_3	— 653 760	— 514 950	—1 095 961
M_4	— 634 050	— 651 482	— 515 458
M_5	— 607 515	— 676 102	— 638 936
M_6	— 734 833	— 441 102	— 725 315

Moments sur les piles.	$p_2=p_4=p_5=p_7=2.5517$ $p_1=p_3=p_6=1.$	$p_1=p_3=p_5=p_6=2.5517$ $p_2=p_4=p_7=1.$	$p_2=p_4=p_6=p_7=2.5517$ $p_1=p_3=p_5=1.$
M_1	— 725 515	— 441 102	— 734 853
M_2	— 638 936	— 676 102	— 607 515
M_3	— 715 458	— 651 482	— 634 050
M_4	—1 095 961	— 514 950	— 653 760
M_5	— 556 428	—1 085 710	— 547 884
M_6	— 475 290	— 589 070	— 954 162

Nous rappellerons qu'il suffit, à cause de la symétrie, de calculer les nombres des trois premières colonnes, ceux compris dans les trois dernières se reproduisant en sens inverse.

Connaissant les moments de rupture sur les appuis, il est facile, suivant la méthode que nous avons déjà développée plusieurs fois dans le cours de cet ouvrage, de construire les paraboles qui représentent les moments de rupture en chaque point de la poutre.

Ces paraboles sont au nombre de deux, et leurs équations sont comme toujours :

$$y = \frac{1}{2}\,2900x^2 \text{ pour les travées non chargées,}$$

$$y = \frac{1}{2}\,7400x^2 \text{ pour les travées chargées.}$$

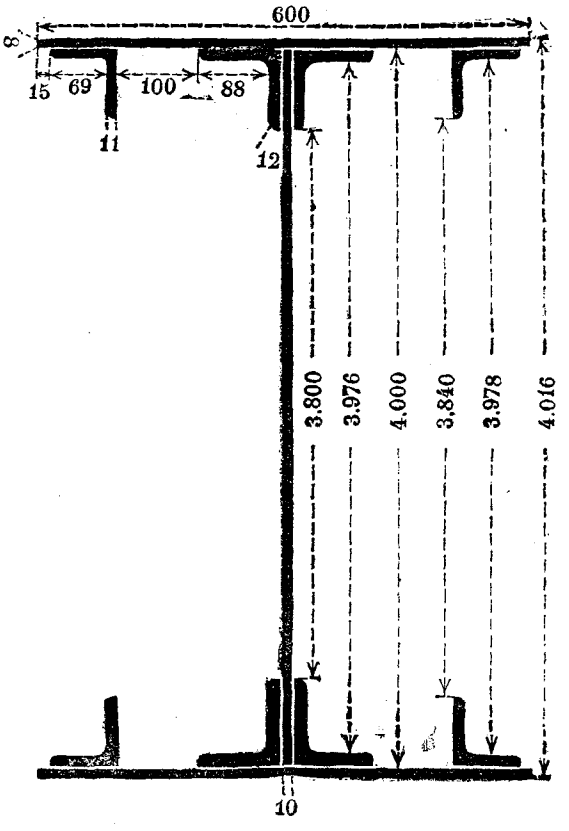
On les construit comme nous l'avons déjà montré (p. 301), et l'on obtient ainsi l'épure (Pl. 25, fig. 3) qui sert à opérer la distribution des tôles.

Efforts tranchants. — Nous ne répéterons pas ici les calculs qui servent à déterminer les efforts tranchants parce que nous les avons donnés avec beaucoup de détails (p. 196), et que nous voulons éviter autant que possible les répétitions. Nous avons déjà été amené par la nature même de l'ouvrage à en introduire plusieurs qui auront au moins l'avantage de mieux graver dans l'esprit du lecteur les considérations auxquelles elles se rapportent.

Calcul des poutres longitudinales. — Le croquis ci-contre donne la coupe d'une de ces poutres, et permet de calculer numériquement la valeur de $\frac{I}{V'}$ qui doit être introduite dans la relation fondamentale :

$$M_r = \frac{RI}{V'}.$$

Fig. 53.



$$\frac{I}{V'} = \left\{ \frac{\begin{array}{c} 0.600 \times \overline{4.016}^3 - 2 \times 0.115 \times \overline{4.00}^3 + 2 \times 0.069 \times \overline{3.978}^3 \\ + 2 \times 0.11 \times \overline{3.84}^3 + 2 \times 0.388 \times \overline{3.976}^3 + 2 \times 0.012 \\ \times \overline{3.80}^3 + 0.010 \times \overline{2.80}^3 \end{array}}{6 \times 4.016} \right.$$

ce qui donne

0.600×64.771	=	$+ 38.8626$
0.230×64	= 14.7200	
0.138×62.950	= 8.6871	
0.022×56.623	= 1.2457	
0.176×62.855	= 11.0625	
0.024×54.872	= 1.3169	
0.010×21.952	= 0.2195	
	35.2517	35.2517

d'où la différence $= +$ 1.6109

et par conséquent

$$\frac{I}{V'} = \frac{1.6109}{24.096}.$$

En prenant R = 5 500 000 au lieu de la limite maximum de 6 000 000, afin de tenir compte des imprévus, on trouve :

$$M_r = \frac{RI}{V'} = 5\,500\,000 \times \frac{1.6109}{24.096} = 367\,280.$$

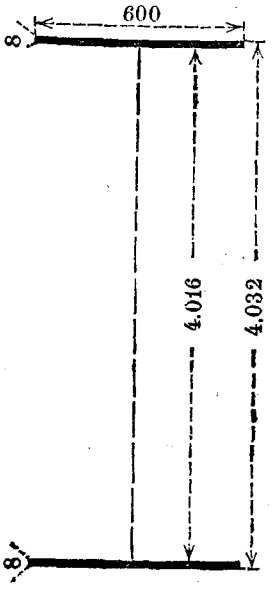
La résistance du pont entier avec une seule tôle horizontale sera pour les deux poutres :

$$2 \times 367\,280 = 734\,560 = M_r.$$

Cette résistance est insuffisante puisque nous avons trouvé au tableau (p. 386) des moments de rupture égaux à 954 102, 1 085 710 et même 1 095 961 au-dessus des points d'appui.

Le calcul, que nous n'avons pas voulu reproduire parce qu'il a été détaillé pour les autres ouvrages, aurait montré que le plus grand moment de rupture entre les points d'appui se rencontrait à la quatrième travée, et qu'il était égal à 741 955.

Fig. 54.



Nous sommes conduits à ajouter des tôles horizontales ; nous en essayerons d'abord deux de 600/8.

Les moments de résistance de ces deux tôles additionnelles seront pour une poutre donnée par la relation $\frac{RI}{V'}$, dans laquelle

$$I = \frac{a(b^3 - b'^3)}{12} \quad \text{et} \quad V' = \frac{b}{2};$$

d'où

$$\frac{RI}{V'} = \frac{5500000 \times 0.600 \left(\overline{4.032}^3 - \overline{4.016}^3\right)}{6 \times 4.032} = \frac{2564100}{24192} = 105990.$$

et pour les deux poutres

$$2 \times 105990 = 211980;$$

Ce qui donne comme résistance totale du pont avec deux tôles horizontales

$$734560 + 211980 = 946540.$$

section suffisante entre les points d'appui puisque

$$946540 > 741955,$$

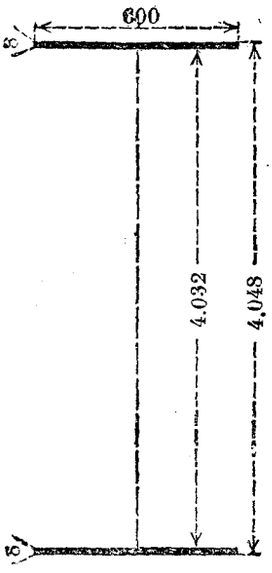
mais insuffisante au-dessus des piles.

Nous ajouterons donc une troisième épaisseur et nous aurons pour le moment de résistance de cette troisième tôle

$$\frac{RI}{V'} = \frac{5500000 \times 0.600 \left(\overline{4.048}^2 - \overline{4.032}^3\right)}{6 \times 4.048} = 106000,$$

et pour les deux poutres. . . . . = 212000.

Fig. 55.



La résistance du pont avec trois tôles supplémentaires sera donc

$$734560 + 211980 + 212000 = 1158540,$$

section suffisante partout.

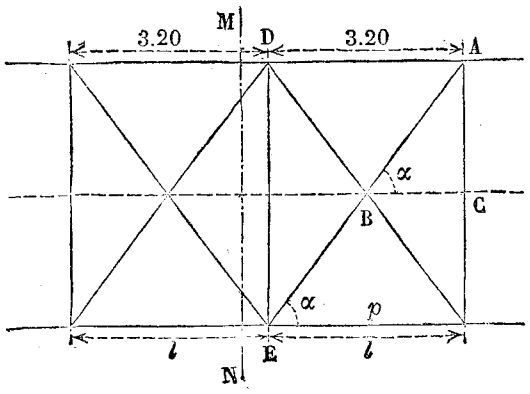
L'épure de la distribution des tôles sert d'ailleurs à indiquer les longueurs à donner à ces fers supplémentaires.

Calcul de la paroi verticale. — La paroi verticale se compose de panneaux évidés formés de plates-bandes inférieure et supérieure, des montants verticaux et de deux diagonales en rails Barlow reliant les angles du cadre.

Calcul des croisillons. — Les croisillons supportent le poids du pont et sont, par conséquent, soumis à un effort de tension ou de compression, *nul* au point où le moment de rupture est maximum aux appuis.

Cette valeur de l'effort auquel les croisillons doivent résister suit donc la loi à laquelle obéit l'effort tranchant.

Fig. 56.



D'ailleurs si l'on considère une section de la poutre MN, on voit que cette coupe rencontre deux diagonales, et si l'on suppose pour établir l'équation d'équilibre que l'on projette les forces sur un axe vertical, on a

$$2\ \Delta T \sin \alpha = pl.$$

Relation dans laquelle p exprime la charge par mètre courant.

l la longueur d'un panneau.

$\alpha = 51°,20',24''$ angle d'une diagonale avec l'horizon.

et ΔT la variation de tension d'un panneau à l'autre.

C'est d'ailleurs l'équation de M. Clapeyron donnée page 215), dont il n'avait pas indiqué la démonstration.

Posant donc

$$p = \frac{7400}{2} = 3\,700, \quad l = 3.20 \quad \text{et} \quad \sin \alpha = 0.7809.$$

On trouve

$$\Delta T = 7581.$$

La variation de la section sera par suite

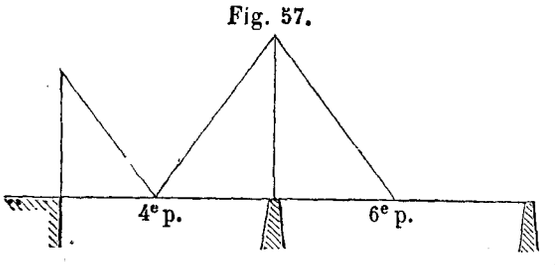
$$\Delta S = \frac{\Delta T}{R}, \quad \text{et} \quad \sin R = 6000000,$$

$$\Delta S = \frac{7581}{6000000} = 1263^{mm^2}.50.$$

Si l'on choisit pour point de départ le panneau dans lequel l'effort tranchant est nul, on en déduira facilement les sections successives par la loi des accroissements proportionnels que nous venons de trouver.

Or, ces points déterminés, ainsi que nous l'avons déjà dit, tombent :

Fig. 57.



Pour les travées de rive dans le quatrième panneau.

Pour les travées courantes dans le sixième panneau.

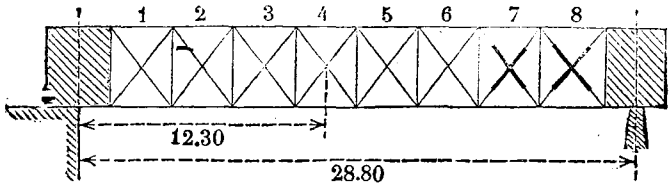
On aura donc, pour les croisillons des travaux de rive, $28^m.80$.

			Section calculée, millim. quarrés.	Section augmentée de $1/4$.
Panneaux	n° 4		1263.50	1579.40
—	3 et 5	2×1263.50	2527	3158.80
—	2 et 6	3×1263.50	3790.50	4738.20
—	1 et 7	4×1263.50	5057	6317.60
—	8	5×1263.50	6317.50	5897

Or la section d'un rail Barlow est de

5784 millimètres carrés.

Fig. 58.



Cette section est suffisante pour les panneaux 2, 3, 4, 5 et 6.

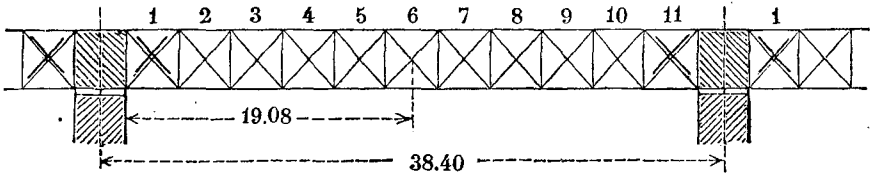
Elle doit être renforcée pour les suivants par une tôle de $\frac{8}{300}$.

La section du croisillon devient alors

Rail Barlow.	5784^{mm2}
Tôle de $\frac{300}{8}$.	2400
Ensemble.	8184^{mm2}

Croisillons des travées courantes. — L'effort tranchant nul tombe, ainsi que nous l'avons dit, dans le sixième panneau.

Fig. 59.

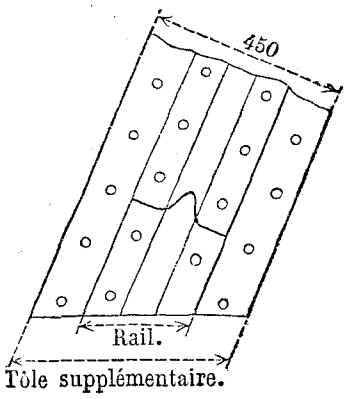


Les accroissements successifs des sections des croisillons, à partir du sixième panneau, seront donnés comme précédemment par le tableau suivant :

	Section.	Section augmentée de $^1/_4$.
Panneaux n° 6	1263.50	1579.40
— 5 et 7	2527	3158.80
— 4 et 8	3790 50	4738.20
— 3 et 9	5094	6317.60
— 2 et 10	6317.50	7897
— 1 et 11	7581	9476.40

Les rails Barlow de $5\,784^{mm2}$ suffisent pour les panneaux 4, 5, 6, 7 et 8.

Fig. 60.



Avec la section de 8 184 ils conviendront aux panneaux 2, 3, 9, 10.

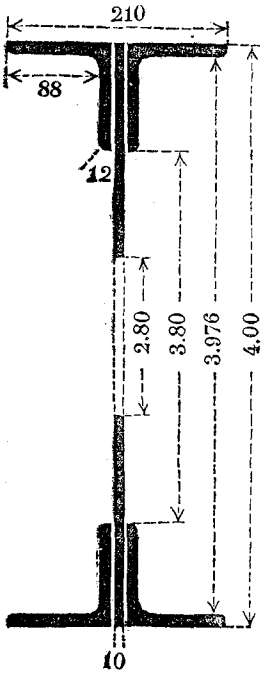
Enfin pour les panneaux 1 et 11 voisins des panneaux pleins, la tôle supplémentaire aura $\frac{450}{10}$, ce qui permettra d'ajouter un rang de rivets sur les tôles et d'augmenter ainsi la rigidité de l'attache (*fig.* 60).

La section des croisillons est alors

Rail Barlow.	$5\,784^{mm2}$
Tôle de $\frac{450}{10}$.	4 500
Ensemble.	$10\,284^{mm2}$

Calcul de la section de l'âme. — Nous avons montré (page 389) que la section véritable était déterminée par la relation

Fig. 61.



$$R.\ S = F.$$

F étant l'effort tranchant maximum.

En prenant

$$R = 4\,000\,000$$

l'effort tranchant maximum au droit des appuis = 142 080.

De plus la section de l'âme=$0^{m2}.021024$ calculée comme suit

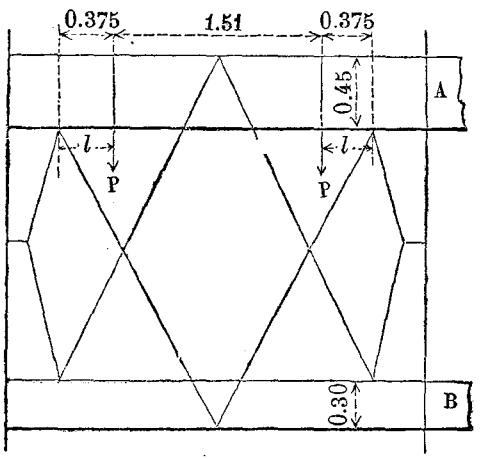
$0.210 \times 4^{m}.00$		$0^{m2}.840000$
$0.176 + 3.976 =$	$0^{m2}.699776$	
$0.024 \times 3.800 =$	$0\ .091200$	
$0\ 010 \times 2.800 =$	$0\ .028000$	
	$0\ .818976$	$0\ .818976$
Section d'une poutre. . . . . =		$0^{m2}.021024$
Pour les deux poutres on aura. .		$0\ .042048$

et par suite la résistance de l'âme sera

$$0.042048 \times 4\,000\,000 = 168\,192 > F > 142\,080.$$

Calcul des pièces de pont.—Les pièces de pont se composent de deux âmes verticales inférieures et supérieures A et B fortement attachées aux montants verticaux des poutres et reliées entre elles par des croisillons en rails Brunel.

Fig. 62.



Ces pièces de pont sont chargées en deux points de leur longueur par des points que nous allons évaluer.

Nous supposerons toujours la pièce de pont reposant librement sur deux appuis, et nous la calculerons comme un solide chargé uniformément et soumis à l'action de deux forces p égales et appliquées à la même distance des appuis.

L'équation d'équilibre est dans ce cas

$$\frac{RI}{V'} = \frac{pl^2}{8} + Pl.$$

p la charge symétrique comprenant le poids des longe-

rons, et de leur charge permanente (rails, coussinets, platelage, ballast) plus celui d'une machine dans la position la plus défavorable, c'est-à-dire quand l'essieu moteur est sur la pièce de pont.

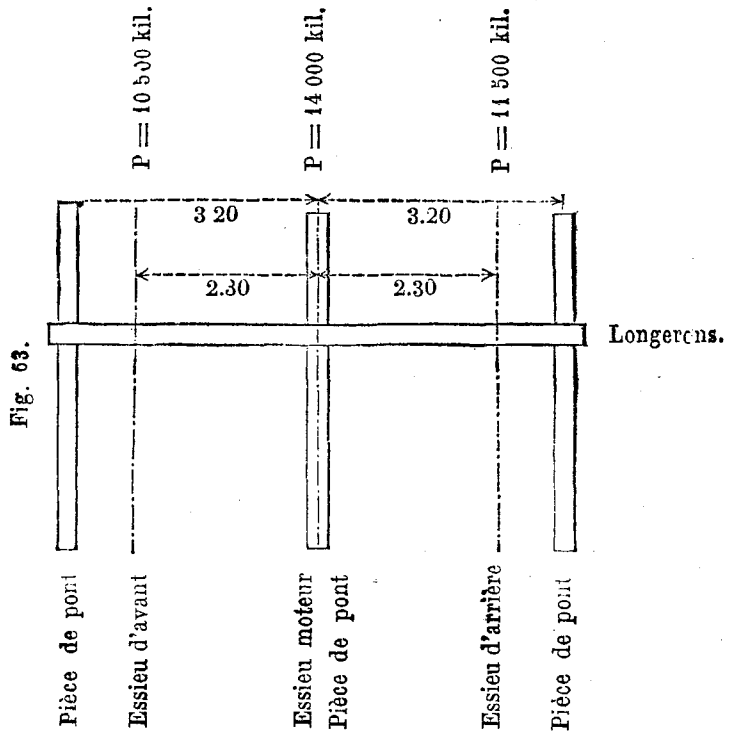


Fig. 63.

La répartition du poids de la machine se fait ainsi sur la pièce considérée

$$\left.\begin{array}{l} \text{Essieu d'avant } 10\,500 \times \dfrac{3^{m}.20 - 2.30}{3.20} = 3000^{k} \\ \text{Essieu du milieu. . . . . } = 14000^{k} \\ \text{Essieu d'avant. . . } \dfrac{11\,500 \times 3^{m}.20 - 2.40}{3.20} = 3000^{k} \end{array}\right\} 20000^{k}$$

On obtient de même la charge par mètre courant de longeron.

	kilog.
Poids d'un mètre de longeron	61
Rails champignon	38
Coussinets	15
Platelage en chêne	250
Ballast de la voie	150
Ensemble	514

Par suite la charge due au longeron sera de

$$514 \times 3.20 = 1644^{k}.80;$$

et nous aurons enfin

$$P = \frac{20\,000}{2} + 1644.80 = 11644^{k}.80.$$

La charge uniformément répartie se décompose comme suit

	kilog.
Tôles et cornières	280
Rails Brunel	396
Total	$676 = pl.$

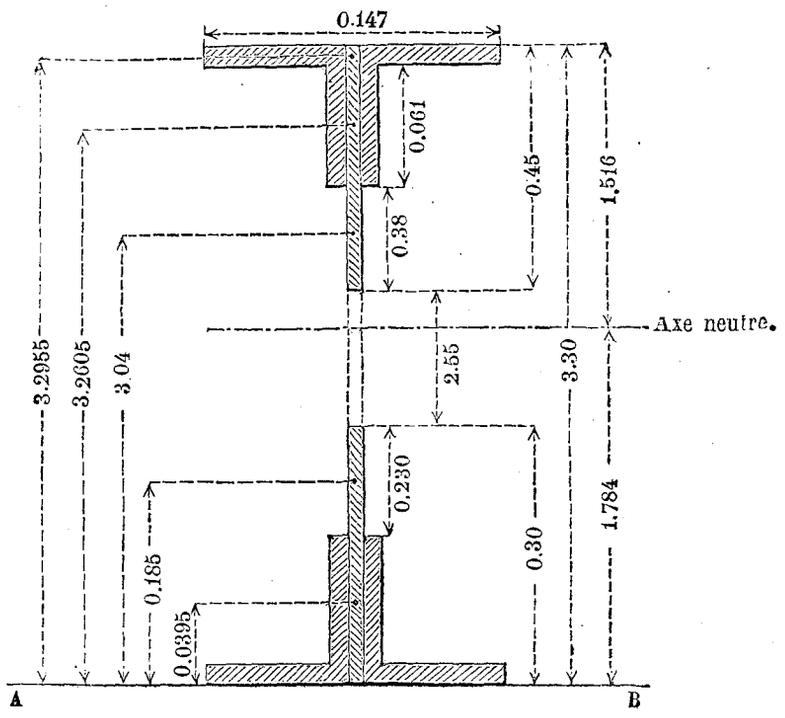
Le moment de rupture de la pièce de pont sera donc

$$\frac{676 \times (\overline{0.375})^{2}}{8} + 11644.80 \times 0.375 = 43378.58.$$

Pour déterminer le moment de résistance de la pièce, il faut chercher son moment d'inertie, et comme la pièce n'est pas symétrique, fixer la position de l'axe neutre.

Cet axe passant par le centre de gravité, nous avons donc à rechercher la place du centre de gravité du système, ce qui se fera par la méthode générale : prendre les moments de chaque surface partielle et diviser la somme des moments par la somme des surfaces.

Fig. 64.



Prenons donc les moments par rapport à la ligne AB et formons le tableau suivant :

SURFACES PARTIELLES.		DISTANCE à la ligne AB.	MOMENTS.
	mètre quarré.	kilog.	kilog.
0.147 × 0.009 =	0.001323	0.0045	0.000006
0.025 × 0.061 =	0.001525	0.0395	0.000060
0.007 × 0.230 =	0.001610	0.185	0.000298
0.007 × 0.380 =	0.002660	3.04	0.008086
0.025 × 0.061 =	0.001525	3.2605	0.004972
0.147 × 0.009 =	0.001324	3.2955	0.004360
	m^2 0.009966		0.017782

par conséquent la distance du centre de gravité à la ligne AB.

$$V' = \frac{0.017782}{0.009966} = 1^{m}.784;$$

plus en calculant I par la méthode ordinaire, on a

$$I = \frac{0.147 \times \overline{3.300}^3 - 2(0.61 \times \overline{3.282}^3 + 9 \times 3.160)}{6 \times 3.300} = 0.020292.$$

d'où

$$\frac{RI}{V'} = \frac{6\,000\,000 \times 0.020292}{1.78} = 68\,400,$$

c'est-à-dire que le moment de résistance est quinze fois plus fort que le moment de rupture.

Cela tient à cette circonstance particulière de la position des rails au sommet des poutres, et aussi à la nécessité où l'on se trouvait, dans une construction aussi hardie d'assurer un contreventement très-sérieux.

Stabilité des piles. — Ainsi que nous l'avons dit dans la description sommaire de l'ouvrage, nous avons adopté le système des colonnes isolées surtout pour assurer les fondations de la construction des points d'appui pour une deuxième voie qui ne sera peut-être jamais établie sur la ligne où cet ouvrage a été édifié.

De plus, nous ferons remarquer qu'au point de vue de la construction même il y a un inconvénient sérieux à l'emploi de piles métalliques formées d'arbalétriers reposant sur un soubassement en maçonnerie.

Cette disposition a été adoptée dans plusieurs ouvrages récents, notamment à Bussy d'Ahun et à la Cère, mais les conditions ne sont plus les mêmes. Ces deux viaducs sont en *palier*, tandis que le nôtre offre une pente de $0^m.025$. Il en résulte qu'au passage des trains il y aurait dans les arbalétriers des piles une tendance au déversement ou tout au moins une répartition très-inégale des pressions sur les diverses files d'arbalétriers qui peut devenir dangereuse.

C'est l'effet produit par la composante horizontale résultant de l'inclinaison du plan des rails, ce qui n'existe pas aux ouvrages cités.

Or, à ces derniers, on a été obligé d'opérer l'encastrement des arbalétriers, et pour y arriver d'adopter des dispositions spéciales dans lesquelles l'auteur lui-même avoue n'avoir qu'une confiance incertaine.

Ainsi donc, l'encastrement sur des soubassements maçonnés qui peut laisser des doutes dans le cas d'un ouvrage en palier, sera plus défectueux pour un plan incliné à l'horizon de $0^{m}.025$.

Au contraire, les tubes en fonte dont les anneaux sont parfaitement boulonnés entre eux, étant remplis de béton, forment une colonne qui descendant dans le terrain solide, et y entrant aussi profondément qu'il sera nécessaire, constituent un solide circulaire, encastré par une de ses extrémités, et dont la continuité est interrompue.

La section constante est d'ailleurs éminemment propre à résister d'une manière sûre à toute force horizontale, qu'elle agisse soit dans la direction du pont lorsqu'elle provient de l'inclinaison des rails, soit obliquement à l'axe, lorsqu'elle est provoquée par l'action du vent ou par le mouvement de lacet.

Enfin, le béton qui remplit les colonnes leur donne une stabilité et une inertie très-propres à résister à l'action du vent. Au contraire, les piles formées d'arbalétriers métalliques et croisillonnés, dont l'about s'implante dans une maçonnerie, en éprouvent des effets considérables, et qui peuvent devenir dangereux, parce que dans certaines circonstances tout l'effort peut se reporter sur une seule file d'arbalétrier au lieu de se répartir uniformément sur toutes les files.

Charge directe des piles. — La charge maximum qu'une pile aura à supporter est de 142 080 kilogrammes (page 395). C'est le maximum trouvé dans le calcul des efforts tranchants.

La section des deux colonnes

$$= 2 \times 3.1416 \times \overline{0.85}^{2} = 45\,400.$$

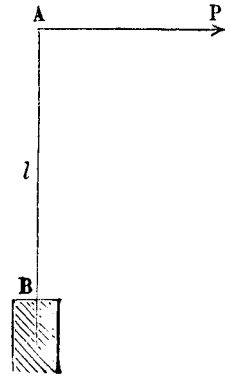
par conséquent, la charge par centimètre quarré à la surface supérieure du béton est de

$$\frac{142\,080}{45\,400} = 3^{k}.13.$$

Sur le sol de fondation, le poids total s'accroîtra du poids du béton, et la pression par centimètre quarré deviendra $7^{k}.96$, chiffre parfaitement admissible sur les terrains qui forment l'assiette des fondations.

Résistance à l'effort transversal. — La force provenant du glissement sur les galets, calculée avec le frottement dû à l'inclinaison du pont est de 7600 kilog. Elle agit à l'extrémité de la pile qui a une hauteur de 20 mètres, et que nous supposons encastrée à sa base.

Fig. 65.



L'équation d'équilibre sera

$$\frac{RI}{V'} = Pl.$$

Or

$$\frac{I}{V'} = 0.100139,$$

$$Pl = 7600 \times 20 = 152\,000 \text{ kilogrammètres;}$$

donc

$$R = \frac{Pl}{\frac{I}{V'}} = \frac{152\,000}{0.100139} = 1^{k}.32,$$

C'est-à-dire que la fonte travaille à $1^{k}.32$ par millimètre quarré, chiffre très-rassurant.

Stabilité de la culée d'aval.

	tonnes.
La composante de l'inclinaison du pont est de. .	4660o
L'effort de glissement est de.	653o
La force de frottement, correspondant au travail résistant produit par un train qu'on arrêterait par enrayement sur le viaduc.	4600
Total.	57.75o

	tonnes.
Le poids de la culée est de.	2400.000
Le poids d'une demie-travée.	106.560
Total.	2506.560

La résultante tombe à 4 mètres de l'arête extérieure de la culée; les deux tiers de la pression totale répartie uniformément donnent une pression de $\frac{1671000}{284000} = 5^{k}.9$ par centimètre quarré sur le béton, chiffre parfaitement admissible.

VIADUC DE L'OSSE. — *Métré* (partie métallique.)

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre de pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur ou épaisseur.	POIDS partiels.	totaux.	totaux généraux.
Poutres longitudinales.		mèt.	mèt.	mèt.	kil.	kilog.	
Plates-bandes horizontales courantes	2	252.80	0.60	0.01	78.00	23108.08	
Id. de renfort.		216.00	0.60	0.01	»	10108.80	
Plates-bandes verticales..	2	252.80	0.60	0.01	»	23662.08	
Ames des panneaux pleins.	32	3.80	0.80	0.01	»	7587.84	
Couvre-joints des tables.	70	0.60	0.60	0.01	»	1765.60	
Id. des plates-bandes verticales.	140	0.60	0.60	0.01	»	3931.20	
Id. des panneaux pleins	128	0.65	0.20	0.01	»	1297.92	
Ame verticale des montants.	88	3.80	0.400	0.008	78.00	8346.62	
Goussets formant attache avec les montants et les plates-bandes horizontales.	352	surfe.	0.38	0.008	»	8346.62	
Couvre-joints de l'âme des montants.	128	0.45	0.26	0.008	»	»	
Cornières horizontales des plates-bandes verticales.	4	252.80	» 100.100 / 12	»	»	18707.20	
Cornières horizontales des plates-bandes horizontales	8	252.80	90.90 / 11	»	18.50	31347.20	
Cornières verticales des montants :	»	»					
1° Sur les piles et sur les culées.	72	3.80	70.70 / 9	»	13.50	3693.60	
2° Dans les panneaux vides.	256	3.80	70.70 / 9	»	13.50	13132.80	
3° Reliant l'âme des panneaux pleins.	72	3.80	70.70 / 9	»	13.50	3693.60	
Bouts de cornières reliant les extrémités des âmes, des moments verticaux, avec les plates-bandes verticales.	512	0.50	70.70 / 9	»	13.50	3458.70	
Cornières intérieures verticales reliant les goussets de la pièce de pont et de l'entre-toise.	176	3.40	70.70 / 9	»	13.50	8078.40	
Goussets des pièces de pont.	176	surface moyne.		0.457	78.00	5018.52	
— des entre-toises.							
Gousset d'encorbellement des garde-corps.	88	60×0.40 / 2		0.008	78.00	658.94	
Cornières de ces goussets.	176	0.85	70.70 / 9	»	13.50	2019.60	
		»		»	»	»	
Doublures des deux croisillons	»	»	»	»	»	»	
A l'amont et à l'aval des panneaux pleins.	88	4.75	0.50	0.01	78.00	5187.00	
Idem.	28	4.75	0.30	0.008	88sr	2489.76	
Rivets de 0.022 des plates-bandes.	90900	»	»	»	88	7999.20	
Rivets de 0.022 des mont. vertic.	59900	»	»	»	»	5007.20	
Total d'une poutre.						199200.48	
Pour deux semblables.							kilog..
A reporter.						398.400.96	398400.96

Suite du tableau précédent.

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre de pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur ou épaisseur.	POIDS partiels.	totaux.	totaux généraux.
					Report.	398 400.96	398.400.96
Pièces de pont.		mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	kilog.	kilog.
Ame de la pièce de pont.	88	2.25	0.450	0.008	78.00	5 559.84	
Cornières des pièces de pont. . . .	176	3.00	$\frac{70.70}{9}$	»	13.5	7 128.00	
Couvre-joints de l'âme avec les goussets de pièces de pont.	342	surfe.	0.228	0.008	78.00	5 007.97	
Ame des entre-toises.	88	2.25	0.30	0.008	78.00	3 706.56	
Cornières des entre-toises.	176	3.00	$\frac{70.70}{9}$	»	13.5	7 128.00	
Couvre-joints id.	352	surf.	0.066	0.008	78.00	1 449.24	
Rivets de 0.022.	45 056	»	»	»	88gr	3 964.92	(1)
						33 944.53	33 944.53
Longerons.							
Ame des longerons.	2	252.00	0.45	0.010	78.00	17 690.40	
Cornières courantes.	8	252.00	$\frac{70.70}{9}$	»	13.5	27 216.00	
— d'attache.	704	0.38	$\frac{70.70}{9}$	»	13.5	3611 52	
Couvre-joints avec la pièce de pont.	176	0.60	0.148	0.008	78.00	975.00	
Rivets de 0.022.	30 016	»	»	»	88gr	2 641.40	
						52 134.32	52 134.42
Contreventement.							
Tirants { supérieurs.	352	3.40	0.100	0.01	78.00	9 335.04	
Tirants { inférieurs	352	3.40	0.100	0.01	id.	9 335.04	
Goussets { extrêmes.	352	0.800	0.400	0.01	id.	8 785.92	
Goussets { du centre.	176	0.800	0.400	0.01	id.	4 392.96	
Rivets de 0,022.	29 568	»	»	»	88gr	2 601.98	
					Total du contreventement.	34 450.94	34 450.94
Cornières longitudinales pour recevoir le bout des madriers du plancher.	2	252.50	$\frac{100.000}{12}$	»	18.5	9 542.50	
Poutres supports du garde-corps. .	2	252.50	»	»	41.00	20 705.00	
Lisse du garde-corps.	2	252.50	»	»	»	4 726.00	
Garde-grève.	2	»	»	»	»	1 012.00	
Fers des glissières et plaques de calage.	»	»	»	»	»	3 595.94	
Fers des colliers..	»	»	»	»	»	6 900.00	
						46 481·44	46 481·44
					Poids total des tôles et fers divers.	. . . . .	565 412.19
Rails Barlow des croisillons. . . .	284	1334 80	»	»	45.00	»	60 066.00
Rails Brunel des pièces de pont. . .	352	1117.60	»	»	30.00	»	33 528.00
Boulons des glissières et colonnes. .	»	»	»	»	»	»	7 660.00
Clous pour platelage.	»	»	»	»	»	»	758.00
Fonte rabotée des gliss^{s}. et plaques.	»	»	»	»	»	»	35 200.00
Fonte brute du garde-corps.	»	»	»	»	»	»	20 104.00
Id. des colonnes.	»	»	»	»	»	»	418 560.00
Plomb pour calage.	»	»	»	»	»	»	3 340.00
Platelage en chêne.	»	»	»	»	»	»	107^{m3} 00

(1) Les goussets et leurs cornières sont comptés dans les poutres.

Détail estimatif.

DÉSIGNATION des pièces.	Numéros de la série.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	TOTAUX.
1°				
Poutres longitudinales, pièces de pont, longerons, contreventement, rivure, etc.	»	kilog. 565 412.19	fr. 0.55	fr. 310 976.70
Rails Barlow, pour croisillons. . .	»	60 066.00	0.35	21 023.10
Rails Brunel, pour contreventement des pièces de pont. . . .	»	33 528.00	0.25	8 382.00
2°				
Boulons des colonnes et des glissières.	»	7660.00	0.75	5 745.00
Clous pour platelage.	»	758.00	0.60	454.80
3°				
Fonte rabotée pour glissières. . .	»	35 200.00	0.60	21 120.00
Fonte brute pour garde-corps ou glissières.	»	20 104.00	0.35	7036.40
Fonte brute pour anneaux formant colonnes des piles.	»	418 560.00	0.35	146 496.00
Plomb pour calage.	»	3 340.00	0.70	2 338.00
4°				
Platelage en chêne pour plancher du viaduc.	»	m³ 107.00	145.00	15 515.00
Total de la partie métallique.				539 087.00

Soit par mètre courant de voie $\frac{252^{m}.80}{539.087} = 2\,140$ francs.

Pour compléter les renseignements nécessaires à la construction des viaducs métalliques, nous reproduirons textuellement avec l'autorisation de l'auteur une note qui indiquera les dispositions principales employées pour les projets de viaducs à grande hauteur.

NOTE

SUR L'EMPLOI DES CHARPENTES EN FER DANS LA CONSTRUCTION DES VIADUCS A GRANDE HAUTEUR.

Lorsque les viaducs à une voie atteignent une hauteur de 20 mètres, les dépenses qu'exige leur construction deviennent considérables.

Comme ouvrage de ce genre exécuté récemment, nous pourrons citer le viaduc de l'Ergue, sur la ligne d'Agde à Lodève, lequel est revenu à 134f.54 le mètre quarré de surface d'élévation entre les culées.

Il y a donc lieu de rechercher, aujourd'hui que les charpentes en fer sont descendues, tout compris, au prix de 56 francs au maximum, s'il n'y aurait pas économie à remplacer par des constructions métalliques les maçonneries employées généralement jusqu'à ce jour dans l'établissement des viaducs jusqu'à 30 et 35 mètres.

De plus, il y avait lieu d'examiner s'il ne serait pas convenable de remplacer la fonte employée comme support dans les viaducs métalliques à grande hauteur, dont nous avons des exemples la plupart récents.

En ce qui concerne la hauteur à laquelle doit commencer l'emploi des viaducs métalliques, les exemples présentés plus loin démontrent que pour des hauteurs de 20 mètres en moyenne, le prix du mètre quarré de surface d'élévation peut être descendu à 80 francs. On peut donc admettre qu'à partir de 16 mètres de hauteur, il y a lieu de faire des viaducs métalliques.

En ce qui concerne l'emploi du fer au lieu de fonte comme supports, nous avons eu l'occasion de le pratiquer pour des hauteurs faibles, et il nous semble qu'il était facile et convenable de faire également cette application à de grandes hauteurs, la sécurité et l'économie se trou-

vant, suivant notre appréciation, également satisfaites par cette solution.

Dans ces conditions, nous avons fait quelques calculs qui peuvent donner une idée des dimensions générales à adopter dans les divers cas et du choix à faire dans la détermination des ouvertures.

Il faudra se rappeler que ces calculs se rapportent à des ouvrages à construire par la compagnie du Midi ; ils supposent, en effet, l'emploi de rails Barlow sortis de la voie, qui devraient être remplacés, dans d'autres cas, par des fers spéciaux plus chers ; mais nous nous sommes assurés que les résultats généraux ne différeraient pas sensiblement de ceux que fournit l'emploi de vieux matériaux de la voie ; car si, d'une part, ces fers sont moins chers, d'autre part, il serait possible de réduire les pièces, si les poids et les dimensions des fers n'étaient plus déterminés à l'avance.

Pous nous faire une idée des diverses solutions qu'il est possible d'adopter et des résultats qu'ils comportent, nous avons fait le projet complet et détaillé d'un viaduc de $229^{m}.60$ de longueur et dont le tablier se trouve au maximum à 67 mètres au-dessous du terrain naturel.

Après avoir fait cette étude spéciale, nous en avons déduit les résultats que nous indiquons ci-après, et qui naturellement seraient modifiés si l'on modifiait en même temps le système de construction.

Néanmoins, on peut dire que quelles que soient les formes adoptées, du moment que l'on ne s'écartera pas des formes rationnelles et généralement admises, et si l'on réduit, autant que la pratique le permet, les dimensions des pièces à ce qu'exige le coefficient de résistance de 6 kilogrammes, on arrive toujours à peu près aux mêmes solutions comme dimensions générales.

Pour faciliter l'examen des divers cas à examiner, nous avons divisé la dépense totale en groupes qui permettent

de comparer les divers résultats obtenus et de se rendre compte de la manière dont augmentent ou diminuent ces groupes suivant les solutions considérées.

La construction d'un viaduc métallique d'une certaine longueur comprend deux éléments distincts :

1° L'établissement des points d'appui ou palées;

2° La construction du tablier proprement dit.

Le nombre des points d'appui ou palées étant en raison inverse de l'ouverture donnée aux travées, tandis que leurs dimensions ne croissent pas en raison directe de ces ouvertures, et de plus le prix du mètre courant de longueur du tablier augmentant d'un autre côté assez rapidement avec l'ouverture des travées, ce n'est qu'expérimentalement que l'on peut, en comparant la dépense qu'exigera, d'une part, l'établissement des palées, et de l'autre la construction du tablier, déterminer l'ouverture des travées et par suite le nombre des palées qui donnera lieu au minimum de dépenses.

Pour parvenir à ce résultat, nous avons calculé les dépenses de construction d'un viaduc de $229^{m}.60$ de longueur et de 67 mètres de hauteur moyenne, en supposant successivement des travées de $35^{m}.20$, $41^{m}.60$, $51^{m}.20$ et 67.20 d'ouverture.

Ceci obtenu, sur une ligne que nous considérerons comme axe des abscisses, nous avons posé successivement des longueurs proportionnelles aux ouvertures des travées, et sur les ordonnées correspondantes des longueurs proportionnelles aussi aux dépenses que nécessite la construction du viaduc dans ces conditions.

En faisant passer par trois des quatre points ainsi obtenus une courbe de forme parabolique et dont le grand axe est vertical, nous avons trouvé que cette courbe passait sensiblement par le quatrième point, et que par conséquent on pouvait la considérer comme représentant bien le rapport des ouvertures à la dépense.

Dans cette courbe l'abscisse du sommet, c'est-à-dire du point où la tangente est parallèle à l'axe des x, sera l'ouverture de la travée qui donnera lieu au minimum de dépenses, et l'ordonnée à ce sommet sera le montant de cette dépense.

Il faudra remarquer que dans la pratique on ne pourra pas toujours adopter cette ouverture; celle-ci devant être en effet une fonction de la longueur du viaduc, on prendra l'ouverture qui se rapprochera le plus de celle indiquée par la courbe.

Voici, en supposant une hauteur moyenne de 60 à 70 mètres, le calcul des dépenses en employant successivement des ouvertures de $35^{m}.20$, $41^{m}.60$, $51^{m}.20$ et $67^{m}.20$.

1° Prix du mètre carré de surface d'élévation d'une travée de viaduc de $67^{m}.20$ d'ouverture.

Soient :

T le prix d'un mètre courant de longueur du tablier;
P le prix d'un mètre courant de hauteur d'une palée;
O l'ouverture des travées;
H la hauteur moyenne (comptée jusqu'au niveau du rail) des deux palées qui circonscrivent la travée, on aura, en désignant par p le prix d'un mètre quarré de surface d'élévation d'une travée

$$p = \frac{TO + PH}{HO} = \frac{T}{H} + \frac{P}{O}.$$

Dans le cas d'un viaduc d'une hauteur de 60 à 70 mètres et dont les grandes travées auront $67^{m}.20$ d'axe en axe des supports, on aura

	francs.
T = 2493^{k} de tôles et cornières à o^{f}60.	1494.60
177^{k} de rails et contre-rails Brunel à o^{f}.20.	35.40
o$^{m.c}$.484 de charpente en chêne à 150^{f}. . . .	72.60
Total.	1602.60
Somme à valoir.	27.40
Prix du mètre courant de longueur du tablier.	1630.00

	francs.
P = 580^{k} de rails Barlow à o^{f}.30.	174.00
807^{k} de rails Brunel à o^{f}.20.	161.40
327^{k} de tôles, cornières et fer à T à o^{f}.60. . .	196.20
36^{k} de fonte à o^{f}.30.	10.80
7$^{m.c}$.220 de maçonnerie à 30 fr. (prix moyen).	216.60
Total	759.00
Somme à valoir.	91.00
Prix du mètre courant de hauteur d'une palée. .	850.00

Supposons un viaduc dont les ouvertures soient au nombre de quatre, deux travées extrêmes de 47^{m}.60 et deux travées intermédiaires de 67^{m}.20 et qui repose sur trois palées et deux culées.

En donnant aux deux culées 16 mètres de hauteur comptée jusqu'au niveau du rail, 47 mètres à la première palée et 67 mètres à la deuxième et à la troisième, on aura pour les surfaces d'élévation de chacune des travées

	mèt. quarrés.
1re travée	1483.65
2^{e} travée.	3830.40
3^{e} travée.	4502.40
4^{e} travée.	1954.65
Total	11771.10

En remplaçant dans la formule

$$P = \frac{T}{H} + \frac{P}{O}$$

les lettres par les valeurs qui se rapportent à chacune des travées, on obtiendra les valeurs suivantes de p

$$
\begin{aligned}
1^{re}\text{ travée } p &= 51^{f}.74 + 9^{f}.02 = 60^{f}.76\\
2^{e}\text{ id. } p &= 28\ .42 + 12\ .64 = 41\ .06\\
3^{e}\text{ id. } p &= 24\ .33 + 12\ .64 = 36\ .97\\
4^{e}\text{ id. } p &= 39\ .27 + 9\ .02 = 48\ .29
\end{aligned}
$$

et par conséquent le prix du viaduc s'obtiendra de la manière suivante

	mèt. quarrés.	francs.	francs.
1re travée.	1483.65	× 60.76 =	90131.74
2e travée	3830.40	× 41.06 =	157276.27
3e travée	4502.40	× 36.97 =	166453.73
4e travée	1954.65	× 48.29 =	94390.05
			508251.74
En ajoutant deux culées à 30000f l'une. .			60000.00
Le total sera.			568251.74
Le viaduc ayant 229m.60 de longueur. le prix du mètre courant sera de.			2475.00
Et la surface d'élévation de ce même viaduc étant de 11771m.c, le prix du mètre quarré sera de.			48.37

2° Prix du mètre carré de surface d'élévation d'une travée de viaduc de 51m.20 d'ouverture.

Dans le cas d'un viaduc d'une hauteur de 60 à 70 mètres et dont les grandes travées auront 51m.20 d'axe en axe des supports, on aura :

	francs
T = 1 750^{k} de tôles et cornières à 0^{f}.60.	1038.00
270^{k} de rails Barlow à 0^{f}.30.	81.00
177^{k} de rails et contre-rail Brunel à 0^{f}.20.	35.40
0$^{m.3}$.484 de charpente en chêne à 150 fr. . .	72.60
Total	1227.00
Somme à valoir.	23.00
Prix du mètre courant de longueur de tablier de viaduc	1250.00

	francs.
P = 580^{k} de rails Barlow à 0^{f}.30.	174.00
807^{k} de rails Brunel à 0^{f}.20	161.40
327^{k} de tôles, cornières et fers à T à 0^{f}.60. . .	196.20
36^{k} de fonte à 0^{f}.30.	10.80
7$^{m.3}$.22 de maçonnerie à 30 fr. (prix moyen).	216.60
Total.	729.00
Somme à valoir.	91.00
Prix du mètre courant de hauteur d'une palée.	850^{f}.00

Supposons un viaduc dont les ouvertures soient au nombre de cinq, deux travées extrêmes de 38 mètres et trois travées intermédiaires de 51^{m}.20 et qui repose sur quatre palées et deux culées.

En donnant aux deux culées 16 mètres de hauteur comptée jusqu'au niveau du rail, 45 mètres à la première palée, 58 mètres à la deuxième et 67 mètres à la troisième et à la quatrième, on aura pour les surfaces d'élévation de chacune des travées

	mèt. quarrés.
1re travée	1159.00
2^{e} travée	2637.00
3^{e} travée	3200.00
4^{e} travée	3430.00
5^{e} travée	1577.00
Total.	12003.00

En remplaçant dans la formule

$$p = \frac{T}{H} + \frac{P}{O},$$

les lettres par les valeurs qui se rapportent à chacune des travées, on obtiendra les valeurs suivantes de p

1re travée.	$p = 41^{f}.00 + 11^{f}.20$	$= 52^{f}.20$
2e id.	$p = 24\ .20 + 16\ .60$	$= 40\ .80$
3e id.	$p = 20\ .00 + 16\ .60$	$= 36\ .60$
4e id.	$p = 18\ .70 + 16\ .60$	$= 35\ .30$
5e id.	$p = 30\ .00 + 11\ .20$	$= 41\ .20$

et par conséquent le prix du viaduc s'obtiendra de la manière suivante:

	mèt. quarrés.		francs.	francs.
1re travée.	1159	× 52.20	=	60499.00
2e travée.	2637	× 40.80	=	107589.00
3e travée.	3600	× 36.60	=	117120.00
4e travée.	3430	× 36.30	=	121079.00
5e travée.	1577	× 41.20	=	64972.00
				471260.00
En ajoutant deux culées à 30000 fr. l'une. .				60000.00
Le total sera.				531260.00
Le viaduc ayant $229^{m}.60$ de longueur, le prix dû mètre courant sera.				2314.00
Et la surface d'élévation de ce même viaduc étant de $12003^{m.q.}$, le prix moyen du mètre quarré sera.				44.20

3° Prix du mètre carré de surface d'élévation d'une travée de viaduc de $41^{m}.60$ d'ouverture.

Dans le cas d'un viaduc d'une hauteur de 60 à 70 mètres et dont les grandes travées auraient $41^{m}.60$ d'axe en axe des supports, on aura

	francs.
T = 1592^{k} de tôles et cornières à o^{f}.60.	955.20
246^{k} de rails Barlow à o^{f}.30	73.80
177^{k} de rails et contre-rails Brunel à o^{f}.20 .	35.40
o$^{m.3}$.484 de charpente en chêne à 150 fr. .	72.60
Total.	1137.00
Somme à valoir.	23.00
Prix du mètre courant de longueur du tablier.	1160.00

	francs.
P = 580^{k} de rails Barlow à o^{f}.30	174.80
807^{k} de rails Brunel à o^{f}.20	161.40
327^{k} de tôles cornières et fers à T à o^{f}.60. . .	196.20
36^{k} de fonte à o^{f}.30.	10.80
7$^{m.3}$.22 de maçonnerie à 30 fr. (prix moyen).	216.60
Total.	759.00
Somme à valoir.	91.00
Prix du mètre courant de hauteur d'une palée. .	850.00

Les abscisses représentent les ouvertures des grandes travées à l'échelle de o^{m}.002 pour mètre, et les ordonnées les dépenses à l'échelle de o^{m}.001 pour 1 000 francs.

Les trois courbes de la *fig.* 66 sont tracées pour les hauteurs 20, 40 et 67 mètres.

HAUTEUR.	DÉPENSES POUR LES OUVERTURES.			
	35^{m}.20.	41^{m}.60.	51^{m}.20.	67^{m}.20.
mètres.	francs.	francs.	francs.	francs.
20	399000	403840	411360	481890
40	488000	470565	468310	524390
67	500000	559598	531260	568251

Pour les hauteurs respectives

20 mètres, 40 mètres, 67 mètres,

le minimum de dépense correspond aux ouvertures

38 mètres, 44 mètres, 53 mètres.

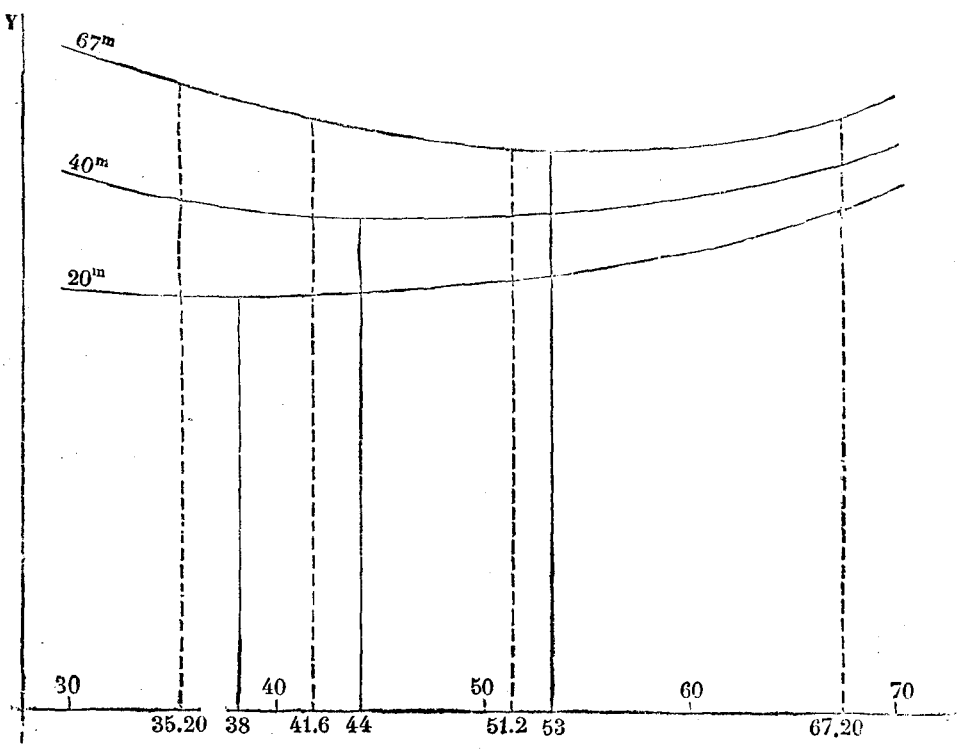
Ce minimum est

395000 francs, 465000 francs, 530000 francs;

soit par mètre quarré de surface d'élévation

79f.30, 60f.90, 44 francs.

Fig. 66.



Supposons un viaduc dont les ouvertures soient au nombre de six, deux travées extrêmes de 31m.60 et quatre travées intermédiaires de 41m.60 et qui repose sur cinq palées et deux culées.

En donnant aux deux culées 16 mètres de hauteur comptée jusqu'au niveau du rail, 40 mètres à la première palée, 55 mètres à la deuxième et 67 mètres aux troisième, quatrième et cinquième, on aura pour les surfaces d'élévation de chacune des travées

	mèt. quarrés.
1re travée	884.80
2e travée	1976.00
3e travée	2537.60
4e travée	2787.20
5e travée	2787.20
6e travée	1311.40
Total.	12284.20

En remplaçant dans la formule

$$p = \frac{T}{H} + \frac{P}{O}$$

les lettres par les valeurs qui se rapportent à chacune des travées, on obtiendra les valeurs suivantes de p

		francs.	francs.	francs.
1re travée. . .	p =	41.40 +	13.40 =	54.80
2e id. . . .	p =	24.40 +	20.40 =	44.80
3e id. . . .	p =	19.00 +	20.40 =	39.40
4e id. . . .	p =	17.00 +	20.40 =	37.40
5e id. . . .	p =	17.00 +	20.40 =	37.40
6e id. . . .	p =	27.90 +	13.40 =	41.30

Et par conséquent le prix du viaduc s'obtiendra à la manière suivante

	mètr. quarrés.	francs.	francs.
1re travée.	884.80 ×	54.80 =	48487.04
2e travée.	1976.00 ×	44.80 =	88524.80
3e travée.	2537.00 ×	39.40 =	99957.80
4e travée.	2787.00 ×	37.40 =	104233.80
5e travée.	2787.00 ×	37.40 =	104233.80
6e travée.	1311.40 ×	41.30 =	54160.00
			499598.00
En ajoutant deux culées à 30000f l'une (prix moyen).			60000.00
Le total sera.			559598.00
Le viaduc ayant 229m.60 de longueur, le prix du mètre courant de longueur sera de. . .			2437.00
Et la surface d'élévation de ce même viaduc étant de 12284m.2, le prix moyen du mètre carré sera de.			45.55

Par des calculs analogues, nous avons déterminé les dépenses qu'exigerait la construction d'un viaduc de même longueur, mais d'une hauteur de 20 et de 40 mètres en employant successivement des travées de $35^{m}.20$, $41^{m}.60$, $51^{m}.20$ et $67^{m}.20$ d'ouverture, et nous avons tracé pour représenter ces dépenses une série de courbes établies dans les conditions développées plus haut.

De l'examen des courbes il résulte que pour des hauteurs moyennes de

$$20^{m}.00, \quad 40^{m}\,00, \quad 70^{m}.00,$$

les ouvertures de travées qui donneront lieu au minimum de dépenses seront respectivement

$$38^{m}.00, \quad 44^{m}.00, \quad 53^{m}.00.$$

Ce qui, par suite d'une observation faite plus haut, donnera les travées réelles de

$$35^{m}.20, \quad 41^{m}.60, \quad 51^{m}.20.$$

C'est-à-dire que le rapport de l'ouverture à la hauteur doit être plus grand que l'unité de 0^{m} à $40^{m}.00$, égal à l'unité à 40^{m} environ et inférieur à l'unité au-dessus de cette hauteur, en un mot *qu'au-dessous de 40 mètres les ouvertures doivent être surbaissées, carrées à 40 mètres et surhaussées au-dessus de cette hauteur.*

Dans ces calculs, on a supposé que le prix du mètre courant de hauteur d'une palée restait le même quelle que fût sa hauteur. Il n'en est pas ainsi en réalité, et bien que la différence soit légère, par suite des dispositions adoptées dans la construction des palées, il sera possible cependant dans les projets définitifs de réduire un peu la dépense de ce chef; et comme au fur et à mesure que la hauteur diminue,

le poids de la travée se réduit et la roideur de la palée augmente, de telle sorte qu'on peut réaliser une économie sur le prix du mètre courant de cette hauteur, il y a lieu de considérer les résultats trouvés comme trop forts, au-dessous de 40 mètres et trop faibles au-dessus de cette hauteur, c'est-à-dire que la forme des travées ne devrait pas s'aplatir aussi vite au-dessous de 40 mètres ni se relever aussi vite au-dessus.

Il y a là une corrrection à faire dans la pratique.

CINQUIÈME SECTION

VIADUCS SUPÉRIEURS

CINQUIÈME SECTION

VIADUCS SUPÉRIEURS

PASSAGE SUPÉRIEUR AVEC TABLIER MÉTALLIQUE CONSTRUIT AUX PIQUETS 779, 806 DANS LA PARTIE COMPRISE ENTRE AUCH ET MIRANDE.

Cet ouvrage se compose :

D'un tablier métallique à trois travées reposant à ses extrémités sur deux culées en maçonnerie et intermédiairement sur des palées métalliques, portant sur des dés également en maçonnerie.

Ce tablier métallique est formé de deux poutres longitudinales de section I formées d'une âme en tôle de $\frac{700}{8}$, consolidées haut et bas par quatre cornières de $\frac{80 \times 80}{11}$ et portant à la partie supérieure une semelle de $\frac{490}{8}$ à saillies inégales sur l'âme, pour se prêter aux dispositions nécessitées par l'établissement du trottoir. Des goussets verticaux formant consoles sur la face extérieure des poutres, soutiennent la plus forte saillie de la semelle et consolident les diverses parties de la poutre dont elles

empêchent le voilement. Ces poutres sont espacées entre elles de $3^{m}.27$ d'axe en axe.

Elles sont réunies et contreventées :

1° A l'aplomb des colonnes par des poutres formant sommiers de section I et ayant $0^{m}.32$ de hauteur, composées d'une âme en tôle de 8 millimètres d'épaisseur, quatre cornières de $\frac{80 \times 80}{11}$;

2° A leurs extrémités sur les culées par des entretoises garde-grèves composées d'une âme en tôle de $\frac{0.420}{8}$ et de deux cornières de $\frac{80 \times 80}{11}$;

3° En leurs points intermédiaires par la série transversale des rails Barlow, destinés à recevoir la chaussée, comme il sera dit plus loin.

Ces rails Barlow, espacés de $0^{m}.50$ d'axe en axe, reposent par leurs extrémités sur deux cornières de $\frac{100 — 100}{12}$ rivées horizontalement et longitudinalement aux âmes des poutres. Les rails sont rivés à leurs cornières de support, chacun par deux rivets à leurs extrémités.

Tous les deux mètres, deux cornières verticales, rivées sur les faces intérieures des deux poutres, à l'aplomb des consoles extérieures, forment nervure pour les poutres, et soulagent en même temps la portée des branches horizontales des cornières sur lesquelles viennent s'appliquer les rails Barlow qui reçoivent tout le poids de la chaussée.

Enfin tous les deux mètres encore et aussi à l'aplomb des consoles extérieures et des nervures intérieures en cornières, des goussets horizontaux de $\frac{700 \times 400}{8}$, fixés aux cornières de supports par 6 rivets et aux rails Barlow par 8 rivets à chacune de leurs extrémités, consolident et complètent l'ensemble de l'entretoisement et du contreventement de l'ouvrage.

Le profil transversal du chemin sur cet ouvrage, est le même que celui des ouvrages déjà approuvés, c'est-à-dire une chaussée de $2^{m}.70$ de largeur comprise entre deux trottoirs de $0^{m}.650$ de largeur chacun, ce qui porte la largeur totale du passage à 4 mètres comme il est prescrit.

Nous avons dit que les rails Barlow, posés transversalement aux poutres de rive, étaient destinés à recevoir la chaussée. A cet effet les vides qu'ils laissent entre eux sont remplis par une couche de béton comprimé de $0^{m}.20$, et au-dessus vient s'établir l'empierrement qui doit former le sol de la chaussée.

Les deux trottoirs sont bordés à l'intérieur par deux bordures en pierre dure qui lui servent ainsi d'encaissement.

Ces trottoirs s'appuient sur les semelles supérieures des poutres de rive, et leur sol est formé par un pavage en galets plats posés sur champ à bain de mortier hydraulique, entre les saillies qui forment, sur les semelles des poutres, les bordures en pierre dure et des cornières qui serrent les semelles sur leurs arêtes extérieures.

Les palées métalliques consistent chacune en deux supports ou colonnes, formées par deux rails Barlow, rivés base à base, lesquelles sont reliées aux poutres de rives et aux sommiers par deux goussets, l'un horizontal et l'autre vertical, et constituant avec le sommier un cadre indéformable.

Les culées et les dés ne présentent aucun détail particulier digne de remarque. L'inspection seule des dessins suffira pour en faire comprendre la combinaison. Les culées sont deux simples massifs de maçonnerie perdus dans les talus; ces derniers à l'aplomb de ces culées sont garantis de toute dégradation par un revêtement de perrés soigneusement faits et maçonnés.

CALCULS DES DIMENSIONS PRINCIPALES DE L'OUVRAGE.

Les dimensions des différentes pièces qui entrent dans la composition du tablier métallique de l'ouvrage dont nous nous occupons sont justifiées par les considérations et les calculs qui suivent :

Les poutres étant droites et reposant sur plusieurs appuis ; on sait que :

1° Le moment de rupture en un point quelconque d'une travée entre ces deux appuis est donné par l'équation :

$$M_0 = M_1 + \frac{1}{2} px^2 - \left(\frac{1}{2} pl + \frac{M_2 - M_1}{2}\right) x. \qquad (1)$$

2° Entre les moments de rupture sur les points d'appui, les charges de la poutre sur les différentes travées, et les ouvertures de ces travées, on a les relations suivantes pour trois travées :

$$M_0 l_1 + 2(l_1 + l_2)M_1 + l_2 M_2 = \frac{1}{4}(p_1 l^3 + p_2 l_2^3), \quad (2)$$

$$M_1 l_2 + 2(l_2 + l_3)M_2 + l_3 M_3 = \frac{1}{4}(p_2 l_2^3 + p_3 l_3^3). \quad (3)$$

Les notations de ces équations désignant :

l_1 l_2 l_3 les ouvertures des travées.

p_1 p_2 p_3 les différentes charges de la poutre en ses travées.

M_0 M_1 M_2 M_3 les moments de rupture entre deux appuis quelconques.

Remarquons que la poutre étant simplement posée sur ses appuis, les moments de rupture sur les culées sont nuls ;

d'où

$$M_0 = M_3 = 0.$$

Introduisant ensuite dans les équations (2) et (3) les valeurs

$$l_1 = l_3 = 4,$$

et

$$l_2 = 8,$$

nous avons, en réduisant,

$$3M_1 + M_2 = 2p_1 + 16p_2, \qquad (4)$$
$$M_1 + 3M_2 = 16p_2 + 2p_3. \qquad (5)$$

D'où l'on tire pour l'expression des valeurs de M_1 et M_2

$$M_1 = \frac{1}{4}(3p_1 + 16p_2 - p_3), \qquad (6)$$

$$M_2 = \frac{1}{4}(-p_1 + 16p_2 + 3p_3). \qquad (7)$$

En introduisant pour chaque valeur de x dans chacune des trois travées et pour les diverses hypothèses de charge les valeurs (6) et (7) dans l'équation (1) nous tracerions tous les points des différentes courbes représentatives des moments de rupture dans tous les cas de surcharge.

Ce procédé serait long et nous l'évitons en faisant la remarque suivante qui nous permet d'obtenir graphiquement et d'une manière expéditive tous les moments de rupture en un point quelconque d'une travée.

L'équation (1) est celle d'une parabole dont l'axe est parallèle à l'axe de y et qui, rapportée à son sommet et à son axe, prend la forme suivante

$$M = \frac{1}{2}px^2, \qquad (8)$$

et comme dans toutes les combinaisons de surcharge

que nous pouvons faire, nous n'avons jamais que deux valeurs de p,

Savoir :

1° $p =$ poids mort du pont;

2° $p =$ poids mort du pont plus la charge d'épreuve.

Nous n'avons à construire que deux paraboles qui, pour le cas qui nous occupe, seront données par les deux équations suivantes :

$$1^{er}\text{ cas. } \mathbf{M} = 1000x^2, \tag{9}$$

$$2^{e}\text{ cas. } \mathbf{M} = 1500x^2. \tag{10}$$

Le poids mort de l'ouvrage étant de 2000 kil. par mètre courant et le poids de la surcharge de 1000 kil. par mètre courant, soit 500 kil. par mètre superficiel.

Ces deux paraboles une fois trouvées, pour déterminer les positions qu'elles doivent occuper sur l'épure, par rapport aux points d'appuis dans les diverses hypothèses de surcharge, il suffit, comme l'axe des y est vertical, de déterminer les positions de leurs sommets.

Ces positions nous seront données par le calcul des coordonnées de ces sommets pour lequel nous avons toutes les données du problème.

En effet, de ce que l'axe des paraboles cherchées est vertical, les tangentes aux sommets sont parallèles à l'axe des x, et alors les abscisses de ce point *nous sont données* en égalant à 0 dans l'équation (1) la dérivée du deuxième nombre par rapport à x.

Soit

$$0 = px - \left(\frac{1}{2}pl + \frac{\mathbf{M}_1 - \mathbf{M}_2}{2}\right);$$

d'où se déduit la valeur de x

$$x = \frac{1}{2}l + \frac{\mathbf{M}_1 - \mathbf{M}_2}{pl}. \tag{11}$$

Dans laquelle les valeurs de M_1 et M_2 nous sont données par les équations (6) et (7) établies plus haut.

Introduisant ensuite pour les différents cas dans l'équation (1) les valeurs de x tirées de l'équation (11) on obtiendra les valeurs correspondantes de M, c'est-à-dire les valeurs *maxima* qui ne sont autres que les ordonnées des sommets des paraboles.

Cependant, pour plus de précision, nous ne nous contentons pas de ces points seulement, dont la connaissance seule serait cependant suffisante, nous nous servons encore de deux autres points connus, de ces paraboles, ceux auxquels elles doivent rencontrer les verticales passant par les points d'appui et qui nous sont donnés par les valeurs de M_1 et M_2 déjà calculées.

Arrivons à l'application de la méthode graphique, nous traçons sur un carton les deux paraboles données par les équations (9) et (10) les découpant ensuite sur forme de patrons, nous les plaçons sur l'épure, et maintenant toujours leur axe de y vertical, nous les faisons courir parallèlement à elles-mêmes, de manière à venir faire successivement correspondre leurs sommets aux différents points déterminés par leurs coordonnées, calculées comme il vient d'être dit.

Nous avons soin en même temps de remarquer comme vérification si les paraboles passent bien par les points calculés directement sur les axes des points d'appui qui les comprennent.

Nous avons, à l'aide de ces patrons et de cette méthode, tracé pour chacune de ces trois travées de notre ouvrage les paraboles correspondant aux cinq hypothèses possibles de surcharge comme suit :

1^er^ cas = 1^re^ travée seule chargée,
2^e^ cas = 1^re^ et 2^e^ travées seules chargées,
3^e^ cas = 1^re^ et 3^e^ travées chargées,
4^e^ cas = 2^e^ travée seule chargée,
5^e^ cas = les trois travées chargées.

On voit à l'inspection du tableau ci-dessus, que les effets *maxima* de rupture, correspondent :

1° Sur les points d'appui au cas de deux travées successives chargées, ce que montrent du reste *à priori*, les deux équations (6) et (7).

2° Pour les points de la poutre compris entre les points d'appui.

1° Pour ceux des deux travées de rive, au cas où ces deux travées sont seules simultanément chargées.

2° Pour ceux de la travée du milieu, au cas où elle est seule chargée.

Nous avons résumé ci-dessous sous forme de tableau, les valeurs numériques des moments *maxima* donnés par les opérations que nous venons d'indiquer.

MOMENTS MAXIMA.

DÉSIGNATION.	PREMIÈRE épreuve.	DEUXIÈME épreuve.	TROISIÈME épreuve.	QUATRIÈME épreuve.	CINQUIÈME épreuve.
1° *Sur les points d'appui.*					
Premier appui. . . .	0	0	0	0	0
Deuxième appui. . . .	9,750	13,750	9,500	13,000	13,500
Troisième appui. . . .	8,750	12,750	9,500	13,000	13,500
Quatrième appui. . . .	0	0	0	0	0
2° *Entre les points d'appui.*					
Première travée. . . .	2,115	1,100	2,190	140	1,500
Deuxième travée. . . .	6,750	6,750	6,500	11,000	10,500
Troisième travée. . . .	820	170	2,190	140	1,500

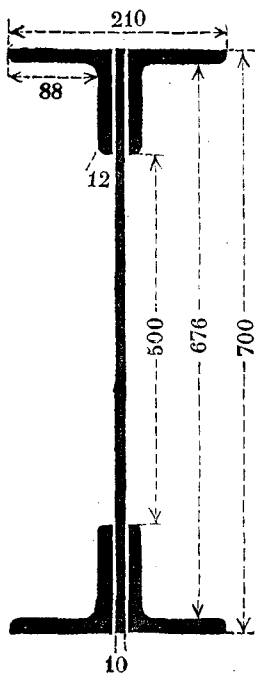
De tous ces moments *maxima*, le plus fort est celui sur les piles dans la deuxième épreuve = 13 750, et

comme nous avons donné à notre poutre une section égale sur toute la longueur, c'est le seul moment que nous ayons à considérer pour être comparé au moment de cette résistance de cette poutre.

Il ne nous reste donc plus qu'à calculer ce moment de résistance.

Nous avons dit que la section de la poutre était constante sur toute la longueur de cette dernière.

Fig. 67.



Elle est de forme I indiquée ci-contre.

Pour ce calcul, nous ne tenons compte que de l'âme en tôle de la poutre et des quatre cornières qui l'arment haut et bas.

Cette poutre porte bien en plus une semelle supérieure qui contribue dans une certaine mesure à sa résistance, mais comme elle forme plaque de trottoir, et que pour cette raison, elle est sujette à l'altération, nous la négligeons.

Le moment de résistance nous est donné par la formule

$$M_r = \frac{RI}{V'},$$

dans laquelle pour le cas dont nous nous occupons

R = coefficient de résistance — 6000000,

$$I = \text{moment d'inertie} = ab^3 - 2\left(\frac{a'b'^3 + a''b''^3}{12}\right) = 0.00092816,$$

$$V' = \frac{1}{2}b = 0.350.$$

Remplaçant ces notations par leurs valeurs et faisant les calculs, nous obtenons le moment de résistance

$$M_r = 15940.$$

Ce moment ainsi calculé pour un travail de fer à 6 kilogrammes par millimètre quarré, est supérieur au moment *maxima* de rupture = 13750, de 15 p. 100, c'est-à-dire près du $\frac{1}{6}$ de sa valeur.

On peut encore dire que la poutre ne travaillera, sous l'effort maximum qu'elle sera appelée à supporter, jamais à plus de

$5^k.189$ gr. par millimètre quarré.

Les rails Barlow, posés transversalement aux poutres de rive, destinés à recevoir la chaussée, doivent supporter chacun, uniformément répartie sur leur longueur ($3^m.26$), une charge de 1900 kil. ainsi répartie :

Rails.	$3^m.26$	×	45 kil.	=	$146^k.70$
Chaussée. . .	$0^{m3}.50$	×	1800	=	900.00
Surcharge. .	3 .26 × 0.50	×	500	=	815.00
					1861.00

soit en chiffres ronds 1900 kil.

Dans ces conditions le moment de rupture maxima d'un rail,

$$M = \frac{Pl}{8} = \frac{1900 \times 326}{8} = 774.$$

Le moment de résistance du rail Barlow, a été déjà calculé pour un travail se présentant dans les mêmes conditions à l'occasion de la construction du viaduc du Guit, au-dessus de la gare Saint-Jean (page 450), nous croyons inutile de reproduire ici les calculs qui ont servi à l'établir, il nous suffira d'en rappeler la valeur,

$M_r = 898 > 774$ moment de rupture.

Les rails Barlow ne travailleront jamais à plus de $5^k.179$ par millimètre quarré.

Les colonnes formées de rails Barlow qui entrent dans la composition du plancher, auront chacune à supporter, dans le cas d'une surcharge de 500 kil. par mètre superficiel de l'ouvrage, un poids total maximum de

4.500 kilogrammes.

Leur section étant de 5770 millimètres quarrés leur travail par millimètre quarré ne sera que de

$1^{k}.282^{g}$, soit $1^{k}.300$ grammes.

Les calculs que nous avons exposés démontrent que les pièces qui entrent dans la composition de la partie métallique, sont capables de supporter une charge supérieure à la charge maxima d'épreuve, et nous n'avons tenu compte pour la résistance, que de celles qui, complétement dégagées, peuvent être facilement visitées et entretenues, c'est-à-dire maintenues à toutes les époques de leur existence dans les conditions désirables de sécurité.

PASSAGE SUPÉRIEUR DE 8.00. — *Métré définitif.*

DÉSIGNATION des pièces.	Nombre des pièces.	DIMENSIONS. Longueur.	Largeur.	Hauteur.	POIDS partiels.	totaux.
Poutres.		mèt.	mèt.	mèt.	kilog.	kilog.
Ames des grandes poutres. . . .	2	17.25	0.70	0.01	78.0 de m. cube	1883.70
Plates-bandes horizontales	2	17.25	0.50	0.01	»	1345.50
Cornières reliant les âmes verticales et les plates-bandes . . .	8	17.25	100.000 / 12	0.012	18.50	2553.00
Goussets formant consoles. . . .	18	surface	0.1730	0.008	»	194.22
Cornières de ces goussets.	36	0 95	70—70	0.009	9.50	324.90
Cornières longeant le pied du garde-corps.	2	17.25	70—70	0.009	9.50	327 75
Couvre-joints des plates-bandes.	4	0.50	0.41	0.010	»	63.96
Id. des tôles verticales.	8	0.50	0.40	0.010	»	124.80
Id. des cornières. . . .	48	0.60	0.15	0.012	»	404.35
Ame verticale. (*Sommiers*).	2	3.25	0.32	0.008	»	129.80
Id. des extrémités. . .	2	3.45	0.32	0.008	»	137.78
Cornières des sommiers.	8	3.25	80.80 / 11		13.50	251.00
Id. des extrêmes.	4	3.45	80.80 / 11		13.50	186.30
Goussets horizontaux des colonnes.	4	»	surface	0.36	0.008	89.85
Goussets verticaux des colonnes.	4	»	surface	0.36	0.008	89.85
Goussets d'assemblages des rails et des sommiers.	16	»	surface	0.20	0.008	199.68
Fourrures des colonnes.	8	5.00	0.06	0.008	»	149.76
Fourrures aux extrémités des sommiers.	8	0.14	0.168	0.008	»	11.74
Cornières supportant les rails. . .	2	17.25	100.100 / 12		18.50	638.25
Id. des goussets des colonnes.	8	0.75	70—70 / 9		9.50	57.00
Id. verticales aux extrémités des grandes poutres. .	8	0.50	80.80 / 11		13.50	54.00
Rivets de 0.018.	6000	»	»	»	58^{5}	384.00
Id. de 0.025 pour les colonnes.	800	»	»	»	120^{5}	96.00
Garde-corps { montants.	22	»	»	»	»	581.00
Garde-corps { lisses.	18					
Tôles garde-grèves.	2	»	»	»	»	76.00
Total des fers.						10354.19
Rails Barlow pour plancher. . .	»	»	»	»	»	5134.00
Id. pour colonnes. . .	»	»	»	»	»	2690.00
Boulons pour la base des colonnes	»	»	»	»	»	7.00
Sabots en fonte.	4	»	»	»	»	251.00
Glissières.	4	»	»	»	»	148.00

Décompte définitif du passage supérieur de 3.00.

DÉSIGNATION DES PIÈCES.	Numéros de la série.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	TOTAUX.
		kilog.	francs.	francs.
Poutres de rives, sommiers, goussets, fourrures, rivets et garde-corps.	»	10 354.00	0.60	6 212.40
Rails Barlow pour plancher.	»	5 134.00	0.25	1 283.50
Id. pour colonnes.	»	2 690.00	0.45	1 210.50
Sabots en fonte pour socles.	»	251.00	0.38	95.38
Glissières en fonte.	»	148.00	0.70	103.60
Boulons pour socles.	»	7.00	0.75	5.25
Total du passage.				8 910.63

VIADUC DU GUIT.

CHAPITRE PREMIER.

PRÉLIMINAIRES.

Considérations générales.

Situation de l'ouvrage. — Le raccordement du chemin de fer de Paris à Bordeaux avec les lignes du Midi obligea les compagnies à détourner le cours Saint-Jean au passage à niveau de la rue du Pont du Guit, en remplaçant ce passage par un viaduc, au-dessus du chemin de fer.

Ce viaduc relie le détournement du cours Saint-Jean sur la rive droite du chemin de fer aux rues des Terres de Bordes et autres se dirigeant vers Brienne et situées sur la rive gauche.

Il se raccorde avec les abords par des rampes de $0^{m}.03$.

Caractères principaux. — Cet ouvrage, remarquable par sa simplicité et sa facilité d'exécution, présente sur les ponts métalliques avec chaussées construits jusqu'à cette époque, un immense avantage.

Les poutres métalliques étant complétement dégagées de la chaussée, peuvent être facilement visitées et entretenues. Elles se présentent donc dans les meilleures conditions de durée, contrairement à ce qui existe dans les autres ponts où les chaussées sont supportées au moyen de voûtes établies dans les vides des cadres formés par les poutres et entretoises du tablier. Cette disposition, en effet, a pour conséquence de noyer dans la maçonnerie et l'empierrement, les parties les plus essentielles de la charpente métallique.

Description générale.

Dimensions principales. — Construit d'après le même type que le viaduc de Paludate qui raccorde le grand pont sur la Garonne aux remblais de la gare, le viaduc du Guit est un pont en fer à poutres droites.

Sa longueur entre culées est de 130 mètres divisée en treize travées de 10 mètres d'ouverture d'axe en axe des points d'appui intermédiaires.

Deux raisons ont conduit à augmenter le nombre des travées en diminuant leur longueur autant que le permettait le service des voies de la gare.

1° Il fallait donner aux poutres la moins grande hauteur possible, pour diminuer la longueur ou la pente des rampes d'accès.

2° La hauteur des travées étant peu considérable, un nombre restreint de palées aurait enlevé à ce pont son cachet d'élégance, en le faisant paraître trop écrasé.

Cette hauteur, qui est de $4^{m}.792$ sous la travée centrale, va en diminuant, de chaque côté, jusqu'aux culées où elle est de $4^{m}.20$. Ces pentes sont ménagées pour faciliter l'écoulement des eaux.

	mètres.
La plus grande hauteur sous poutres étant donc de. . .	4.792
La hauteur du tablier métallique de.	0.530
La hauteur de la chaussée de.	0.310
Celle du garde-corps de.	1.100
La plus grande hauteur de l'ouvrage est de.	6.732

Tablier métallique. — Le viaduc du Guit se compose d'un tablier à poutres métalliques en alignement droit de 10 mètres de largeur entre axes des garde-corps, reposant, en ses points extrêmes, sur deux culées en maçonnerie, et en ses points intermédiaires, sur des palées fondées sur maçonnerie.

Ces poutres sont au nombre de six, dont quatre intermédiaires et deux de rive.

Elles sont formées, chacune, d'une âme verticale et de deux tôles horizontales reliées à l'âme par des cornières.

Ces poutres sont réunies, à la partie inférieure, par des poutres transversales formant sommiers des palées, et, à la partie supérieure, par des rails Barlow posés en travers, sur lesquels repose la chaussée:

Elles sont, en outre, reliées à leurs extrémités par des entretoises formées chacune d'une âme verticale en tôle, ayant la hauteur des poutres et armée de deux cornières.

Culées. — Les culées, sur lesquelles reposent les extrémités du viaduc par l'intermédiaire de glissières en fonte, sont en maçonnerie de moellons bruts et chaux hydraulique, parementée en pierres de taille aux angles et couronnement, et en moellons smillés dans toutes les autres parties.

Palées. — Les palées, transversales au pont, réunissent les parties inférieures des six poutres aux colonnes qui les supportent. Chacune se compose d'une poutre d'appui ou sommier formée d'une âme verticale en tôle armée de quatre cornières.

Colonnes. — Elles sont supportées par cinq colonnes formées chacune de deux rails Barlow séparés par des fourrures en fer plat et rivés par leur grande base.

Ces colonnes reposent, par l'intermédiaire de socles en fonte auxquels elles sont fortement calées, sur autant de dés en pierre dure couronnant les massifs des fondations.

Les colonnes extrêmes des palées sont terminées, à leur partie supérieure, par des chapiteaux également en fonte formés de deux parties réunies par des boulons.

Chaussée. Trottoirs. — Transversalement aux poutres du viaduc sont posés des rails Barlow portant, deux à deux, sur eurs ailes, des dalles de remplissage.

Sur ce plancher ainsi formé on a construit la chaussée et

béton avec sol en bitume comprimé, et sur ses deux côtés un trottoir avec cloisons en briques pour donner de la légéreté, et sol en asphalte ordinaire. Ces trottoirs sont bordés en granit à l'intérieur de la chaussée, et par une plinthe en pierre de taille d'Angoulême sur les têtes de l'ouvrage.

Garde-corps. — Sur cette plinthe formant couronnement des têtes du viaduc vient s'établir un garde-corps en fonte de $1^{m}.10$ de hauteur, semblable à celui employé au viaduc de Paludate. Il se termine aux culées où il est continué par un parapet de même hauteur qui se prolonge sur toute la longueur des murs de soutènement.

Rampes d'accès et murs de soutènement. — Les rampes d'accès, au nombre de trois, viennent sur la rive droite du chemin de fer :

1° Du côté de la nouvelle rue de Saint-Vincent de Paule créée pour la déviation du cours Saint-Jean vers le viaduc. Cette rampe a 164 mètres de longueur et $0^{m}.031$ par mètre de montée; elle est comprise entre les maisons sur sa droite, et un mur de soutènement sur sa gauche, du côté du chemin de fer.

2° Du côté du chemin de Saint-Vincent de Paule, faisant suite à la rue et l'aval du viaduc. Cette deuxième rampe a 90 mètres de longueur, et $0^{m}.016$ par mètre de montée; elle est comprise entre les maisons sur son côté gauche, et un mur de soutènement sur sa droite, du côté du chemin de fer.

3° La troisième rampe vient du côté de la rue des Terres de Bordes, après s'être infléchie à l'entrée des gares des marchandises du Midi auxquelles elle conduit également; elle a 166 mètres de longueur sur $0^{m}.039$ de montée. Les terres sont soutenues par un mur, du côté du chemin de fer, et viennent se raccorder, de l'autre côté, avec le terre-plein de la rue des Terres de Bordes par un talus naturel; au coude de la courbe du raccordement de cette

rampe avec le viaduc, on a ménagé un escalier pour abréger les communications des piétons avec la rue des Terres de Bordes et autres se dirigeant vers Brienne.

Les murs de soutènement sont en maçonnerie de moellons bruts, tetués en parement, couronnés d'un bandeau de forme simple à la hauteur de la plinthe du viaduc avec bahut de $1^{m}.10$ de hauteur.

CHAPITRE II.

FONDATIONS.

Coupe géologique. — Quelques sondages faits à l'endroit des culées et des rampes d'accès, montrèrent que la stratification du terrain était à peu près régulière, légèrement inclinée vers la Garonne ; on atteignit le rocher à une petite profondeur variant entre $1^{m}.50$ et $2^{m}.90$ au-dessous du niveau de la mer.

La succession des terrains fut la même dans tous les sondages ; au-dessus du terrain végétal ou rapporté, on trouva une couche d'argile d'épaisseur variable, mélangée de tourbe du côté de la rue des Terres de Bordes, puis une couche de sable argileux, et enfin une couche de sable pur et gravier, surmontant directement un banc de roche calcaire.

C'est sur cette couche de sable pur qu'on fit reposer les fondations des culées, des piles et des murs de soutènement.

Culées. — Les fondations sont établies sur le sable, à la cote 0.00 pour la culée rive droite, et à la cote 2.11 pour la culée rive gauche, sur un banc de sable et gravier, au-dessous duquel le tuf se trouve immédiatement.

Les dimensions principales des différentes parties, sont :

1° PARTIE EN ÉLÉVATION.	CULÉES rives droite et gauche
	mètres.
Hauteur jusqu'au-dessous des poutres.	4.20
Largeur.	12.97
Longueur depuis le parement jusqu'à l'origine des murs de soutènement.	2.50
Epaisseur moyenne du mur de parement.	2.00

2° FONDATIONS.	CULÉE rive gauche.	CULÉE rive droite.
Béton maigre, dimensions du parallélipipède	$\frac{15.97 \times 5.00}{1.50}$	$\frac{15.97 \times 5.00}{3.11}$
Maçonnerie brute; dimension du parallélipipède.	$\frac{13.97 \times 3.00}{2.00}$	$\frac{13.97 \times 3\ 00}{2.50}$

Comme on le voit, ces dimensions sont très-suffisantes pour résister à l'écrasement (la charge du pont sur la culée égale 57 750), ainsi qu'à la poussée des terres (le rapport de l'épaisseur à la hauteur égale $\frac{1}{2}$ environ).

Palées. — Les massifs des fondations des palées sont en maçonnerie de moellons bruts et chaux hydraulique de 2 mètres d'épaisseur sur 2 mètres de hauteur, descendus à $2^{m}.50$ en contre-bas des rails.

Ils sont couronnés de cinq dés en pierre de taille qui reçoivent les socles des colonnes.

Les dimensions du rectangle de chacun de ces massifs, en projection horizontale, sont $11.76 \times 2{,}00$.

Dés. — Les dés ont $\frac{100}{100}$ de côté sur $0^{m}.50$ de hauteur. Leur axe commun est le même que celui du massif de fondation, et l'espacement des colonnes détermine la position des axes transversaux.

Ils sont taillés à vive arête, et s'élèvent au-dessus du sol de $0^{m}.100$.

Charge exercée sur le terrain immédiatement au-dessous du massif. — La charge du terrain au-dessous du massif est la suivante :

	kilog.
1° Cinq colonnes en fer à 7000 kil. l'une. . .	35000.00
2° Pièces d'appui, tablier en fer, plancher, voies, garde-corps.	23000.00
3° Chaussées en moellons et béton, etc. . . .	58660.00
4° Surcharge d'épreuve fixée à 400 kilog. par mètre carré.	40000.00
5° Maçonneries de béton et moellons pour fondation à 2000 kilog. l'un en moyenne.	99080.00
Total de la charge. . .	224240.00

Ce poids réparti sur une surface de 23.52, donne pour la pression par centimètre quarré 0.95, pression qui est loin d'égaler celle que peut supporter un sol en gravier pur reposant sur un tuf solide.

Charge maximum exercée sur un dé. — La charge supportée par les cinq dés, est la suivante :

1° Colonnes en fer.	35000.00
2° Pièces d'appui, tablier en fer, voie, garde-corps.	23000.00
3° Chaussée en moellons et béton, trottoirs. .	58660.00
4° Surcharge d'épreuve fixée à 400 kil. par mètre carré.	40000.00
Total de la charge...	125160.00

Ce qui donne pour la charge supportée par un dé

$$\frac{1}{5}\ 125\,160 \text{ kilog.} = 25\,032^{k}.00$$

et par centimètre quarré

$$\frac{25\,032}{10\,000} = 2^{k}\ 50.$$

CHAPITRE III.

PARTIE MÉTALLIQUE.

Le viaduc du Guit est un ouvrage en fer à poutres droites ; il est entièrement métallique à l'exception des fondations, des culées et de la chaussée. Le garde-corps, le socles, les chapiteaux et les plaques d'appui sont en fonte ; le reste est en fer.

	kil
La quantité de fer employée est.	342249
La quantite de fonte.	14749
Poids de la partie métallique.	356998^{kil}

L'ouvrage a 130 mètres de longueur. Le poids de la partie métallique par mètre courant, est donc de

$$\frac{356998}{130} \times 2746 \text{ kilog.}$$

L'ouvrage a 578.50 mètres quarrés de surface d'élévation ; son poids par mètre quarré de surface d'élévation, est de 617^{k}.

Ces nombres, que l'emploi des rails Barlow pour le support de la chaussée, rendent un peu supérieurs à ceux fournis par le viaduc de Paludate construit dans le même système, sont néanmoins bien inférieurs à ceux que présentent les autres ouvrages de même importance.

Tablier métallique. — Le tablier métallique se compose de six poutres à section double T continue, réunies à leurs extrémités par deux entretoises, et supportées par des poutres transversales appelées sommiers.

Leur longueur totale est de 132 mètres, leur hauteur de $0^{m}.530$.

Les poutres de rive diffèrent des poutres intermédiaires

par les dimensions des semelles supérieures et inférieures qui sont de 0.300×0.015 pour les premières, et de 0.350×0.015 pour les dernières.

La distance, d'axe en axe, des poutres intermédiaires, varie de $1^m.840$ à 1.940.

Celle de chaque poutre de rive à la poutre intermédiaire extrême, est de 2.020.

La largeur totale du tablier est donc de $9^m.76$, d'axe en axe des poutres de rive.

Ces poutres portent au-dessus, posés en travers et rivés, des rails Barlow espacés, d'axe en axe, de $0^m.500$, qui entretoisent et contreventent le système dans le sens horizontal ; leur longueur est de $10^m.18$.

Calcul des poutres. — Les poutres intermédiaires, de forme double T, ont pour hauteur $0^m.530$; elles sont formées d'une âme verticale en tôle, de $0^m.500$ de hauteur et $0^m.007$ d'épaisseur, et de deux semelles horizontales de $0^m.350$ largeur et $0^m.015$ d'épaisseur, réunies à l'âme par cornières de $\frac{100 \times 100}{12}$.

Les poutres de rive sont formées d'une âme de : 0.500×0.007 et de deux semelles de : 0.300×0.015, réunies à l'âme par des cornières de $\frac{100 \times 100}{12}$.

La charge et le moment de rupture de ces poutres s'établissent ainsi qu'il suit :

1° *Charge par mètre carré.*

	mèt.	kil.	kil.	kil.
Deux rails.	2.000	× 45	90	605
Béton. . .	0.154	× 2200	339	
Dalles. . .	0.360	× 2400	86	
Bitume. . .	0.05	× 1800	90	
Poids mort de la partie métallique. . .			$\frac{1500}{10}$ =	150
Surcharge d'épreuve.				400
				1155

Soit par mètre courant de viaduc

$$1155 \times 10 = 11550 \text{ kilog.}$$

2° *Moment de rupture pour une travée.*

Nous considérons les poutres comme reposant librement sur leurs points d'appui, et nous nous plaçons ainsi dans le cas le plus défavorable.

Dans ces conditions, le moment de rupture maximum pour une travée, est donné par la formule

$$\frac{pL^2}{8},$$

p, poids par mètre courant. . 11550 kilog.
L, longueur de la travée.. . . . 10 mètres.

d'où

$$\frac{pL^2}{8} = \frac{11550 \times 100}{8},$$

$$\frac{pL^2}{8} = 144375.$$

L'effort de rupture d'où résulte ce moment, se répartit sur six poutres dont quatre intermédiaires et deux de rive, la charge à laquelle est soumise l'une de ces deux dernières, n'étant que la moitié de celle supportée par une poutre intermédiaire.

Les moments de rupture auxquels ces poutres doivent faire équilibre par leurs moments de résistance, sont les suivants :

1° pour une poutre intermédiaire. 28875,
2° pour une poutre de rive. . . . . 14437.

3° *Moments de résistance.*

Le moment de résistance d'une pièce est donné par la formule générale

$$\frac{RI}{V'},$$

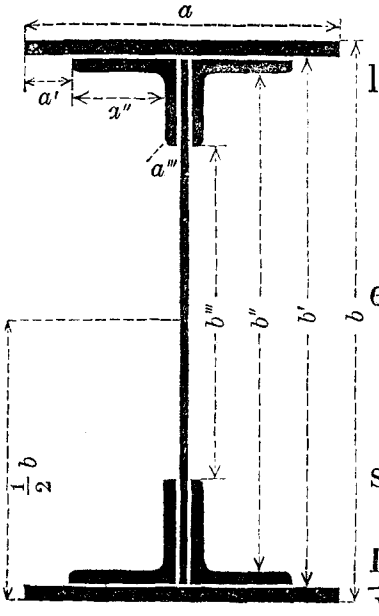
expression dans laquelle :

R = coefficient de résistance = 6 000 000.

I = moment d'inertie de la section, variable avec cette section.

V' = distance de la fibre neutre à la fibre la plus éloignée.

Fig. 68.



Le moment d'inertie est donné par la formule :

$$I = \frac{ab^3 - 2(a'b'^3 + a''b''^3 + a'''b'''^3)}{12}$$

et

$$V' = \frac{1}{2}b.$$

substituant, on a

$$\frac{RI}{V'} = R\,\frac{ab^3 - 2(a'b'^3 + a''b''^3 + a'''b'''^3)}{6b}.$$

Ces lettres ont pour valeurs :

	Poutres intermédiaires.	Poutres de rive.
a.	0.350	0.300
b.	0.530	0.530
a'.	0.0715	0.0465
b'.	0.500	0.500
a''.	0.088	0.088
b''.	0 476	0.476
a'''.	0.012	0.012
b'''.	0.300	0.300

En les introduisant dans la formule ci-dessus et effectuant les calculs, nous trouvons :

1° Moment de résistance de la poutre intermédiaire

$$\frac{RI}{V'} = 92\,290.$$

2° Moment de résistance de la poutre de rive

$$\frac{RI}{V'} = 22\,057.$$

Comparant les moments de résistance aux moments de rupture, nous les trouvons supérieurs.

	MOMENTS	
	de résistance.	de rupture.
1° Poutre intermédiaire	29290	28855
2° Poutre de rive.	22037	14427

Nous ferons observer, en outre, que les poids introduits dans nos calculs ont été largement déterminés.

Examinons le cas où deux camions se croisent au milieu d'une travée; les poids de ces véhicules le plus fortement chargés ne dépassent pas 10 000 kilos. Alors le moment de rupture maximum qui en résulte :

$$\frac{pL}{4} = \frac{10\,000 \times 10}{4}$$

$$\frac{pL}{4} = 25\,000.$$

Le moment de résistance d'une poutre intermédiaire = 29290 déjà plus grand que le moment de rupture. Or, par suite de la répartition, la charge de ce camion est supportée, au moins, par deux poutres intermédiaires. La résistance des poutres est donc plus que suffisante.

Le rapport du moment de rupture au moment de résistance, étant pour les poutres intermédiaires de

$$\frac{288}{293}.$$

on voit qu'en ce point le fer travaille, au moment de l'épreuve, à

$$\text{kilog.} \times \frac{288}{293} = 5^{k}.88 \text{ par millim. quarré.}$$

Par la même raison, le fer des poutres de rive travaille, dans le même moment, à

$$6 \text{ kilog.} \times \frac{144}{220} = 3^{k}.84 \text{ par millim. quarré de section}$$

Palées. — Les palées se composent, comme nous l'avons dit, d'une poutre transversale à la chaussée, ou sommier en tôle de section T, porté par cinq colonnes formées chacune de deux rails Barlow rivés par leur grande base.

Ces poutres sont formées d'une âme verticale en tôle, de $0^{m}.350$ de hauteur, armée de quatre cornières de $\frac{100.100}{12}$.

L'assemblage des poutres aux palées, se fait à l'aide de goussets (losanges à pans coupés, ayant 1 mètre de longueur et $0^{m}.700$ de largeur sur $0^{m}.015$ d'épaisseur, rivées sur les poutres et les palées.

Les palées, au nombre de douze, ont $10^{m}.06$ de longueur.

Colonnes. — Les colonnes sont formées de rails Barlow séparés par des fourrures ayant pour dimensions :

Largeur.	0.060,
Longueur.	0.007.

A $0^{m}.700$ au-dessous du sommier, ces fourrures se transforment en une âme complète; cette âme, s'élargissant à la partie supérieure, forme des goussets de $\frac{0.700 \times 0.500}{2}$ qui, à l'aide de cornières de $\frac{100.100}{12}$, se rivent sur les cornières inférieures des palées qu'ils relient ainsi d'une manière fixe aux colonnes.

De plus, les cornières inférieures du sommier étant interrompues à l'endroit de chaque colonne, celle-ci embrasse entre ces parties constituantes l'âme de la poutre jusqu'au-dessous des branches inférieures des cornières supérieures, et complète ainsi l'assemblage.

L'effort de compression auquel ces colonnes seront soumises, correspond à la charge maximum d'une travée de $115\,500^{k}$ uniformément répartie sur cinq colonnes, soit $23\,100^{k}$ sur l'une d'elles.

Or, la section des deux rails qui la composent, étant de $13\,400^{mm\,2}$ et 20 le rapport de la longueur à la plus petite dimension transversale, chaque colonne peut être chargée, en toute sécurité, de $13\,400 \times 5^{k} = 67\,000 > 23\,100$ dans le rapport de 3 à 1. On a donné ce grand excédant de force pour tenir compte et au delà, de l'effet des vibrations dues aux charges roulantes.

Socles et chapiteaux. — Ces colonnes reposent par l'intermédiaire de socles en fonte auxquels elles sont fortement calées, sur autant de dés en pierre dure couronnant les massifs des fondations.

Ces socles sont fixés à la pierre par quatre boulons de fondation; ils sont d'une seule pièce et présentent intérieurement la forme de la colonne.

La partie inférieure s'élargit pour répartir la pression sur une plus grande surface; elle est évidée pour diminuer le poids de la fonte employée.

La colonne qui s'engage dans le socle de $0^{m}.200$, y est

solidement fixée par des cales en fer et scellée avec du plomb.

Les colonnes extrêmes des palées, sont terminées, à leur partie supérieure, par des chapiteaux également en fonte et deux parties réunies par quatre boulons.

Les moulures de ces pièces présentent une grande simplicité et répondent au caractère des colonnes.

Plaques d'appui. — Les extrémités des poutres reposent sur les culées à l'aide de plaques d'appui en fonte, placées dans des entailles pratiquées dans la maçonnerie.

Ces plaques d'appui ont $0^m.800$ de longueur; leur largeur varie. Celles des poutres intermédiaires ont $0^m.450$ de largeur; celles des poutres de rive $0^m.400$. Leur épaisseur est de $0^m.040$ vides et pleins compris.

Elles portent des cannelures pour livrer passage aux rivets.

Chaussée. Trottoirs. — L'établissement de la chaussée est la partie caractéristique de cet ouvrage, et le sépare complétement de tous les autres ponts métalliques avec chaussées, construits avant lui.

Comme nous l'avons dit, les vides entre les intervalles des poutres sont remplis par des rails Barlow posés en travers de ces poutres, espacés de $0^m.500$ et portant, deux à deux sur leurs ailes, des dalles de remplissage.

C'est sur ce plancher, ainsi formé, que nous construisons une chaussée en béton, avec sol en bitume comprimé, et, sur ses deux côtés, un trottoir avec cloisons en briques pour donner de la légèreté, et so en asphalte ordinaire.

Ces trottoirs sont bordés en granit à l'intérieur, et par un couronnement en pierre de taille d'Angoulême sur les têtes de l'ouvrage.

Ce couronnement est décoré simplement, sous forme de corniche avec refouillement et denticules s'harmonisant

avec le profil des rails qui viennent saillir sur les poutres de rive. Cette décoration est continuée sur la culée, jusqu'au point où commencent les murs de soutènement des rampes d'accès.

Le rail Barlow, tout en comblant les vides entre les poutres, a pour fonctions principales de supporter la chaussée entre ces vides, dont l'ouverture est de $1^{m}.59$.

La charge d'un rail sur cette longueur est de $1\,444^{k}$ uniformément répartis qui donnent, sans tenir compte de l'encastrement partiel dû à la continuité du rail sur les poutres, un moment de rupture maximum.

$$\frac{PL}{8} = \frac{1444 \times 1.59}{8},$$

$$\frac{PL}{8} = 287.$$

Moment de résistance d'un rail Barlow. — Pour obtenir le moment de résistance d'un rail Barlow, nous déterminons d'abord son moment d'inertie et, pour cela, nous décomposons la figure en triangles, rectangles et trapèzes.

L'opération se réduit alors à rechercher les moments d'inertie de chacune de ces parties, et à en faire la somme.

Rappelons qu'en désignant par

a base d'un triangle ou d'un rectangle;
b hauteur d'un triangle ou d'un rectangle;
bb' les deux côtés d'un trapèze rectangulaire.

On a pour les moments d'inertie de chacune de ces figures :

Rectangle. 1° Par rapport à l'axe passant par le centre de gravité

$$\frac{1}{12} ab^{3};$$

2° Par rapport à la base

$$\frac{1}{3} ab^3.$$

Triangle. 1° Par rapport à l'axe passant par le centre de gravité

$$\frac{1}{36} ab^3.$$

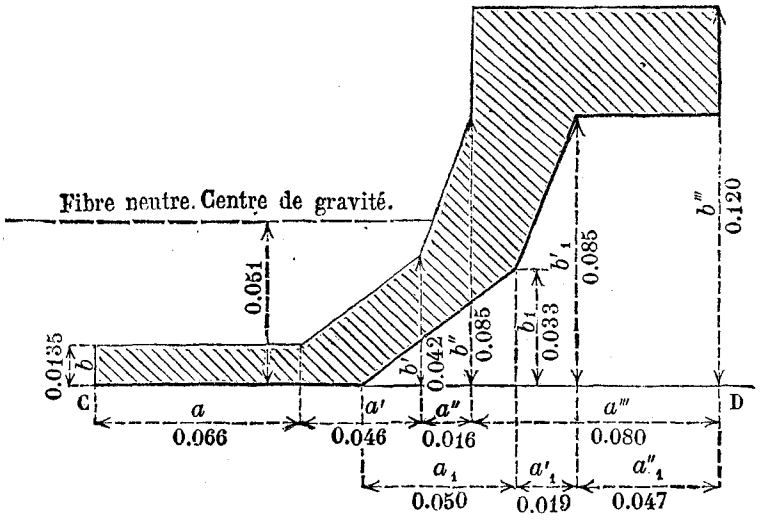
2° Par rapport à la base

$$\frac{1}{12} ab^3.$$

Trapèze rectangulaire par rapport à la base

$$\frac{1}{12} a(b^3 + b^2b' + bb'^2 + b'^3);$$

Fig. 69.



D'où le moment d'inertie du rail Barlow par rapport à l'axe CD

$$I = 2\left[\begin{array}{l}\frac{1}{5}ab^3 + \frac{1}{12}a'(b^3 + b^2b' + bb'^2 + b^3) + \frac{1}{12} \\ \qquad a''(b'^3 + b'b''^2 + b'^2b''^2 + b''^3) + \frac{1}{3}a'''b'''^3\end{array}\right]$$

$$-2\left[\frac{1}{12}ab^2 + \frac{1}{12}a'(b^3 + b^2b' + bb'^2 + b'^3) + \frac{1}{3}a''b'^3\right].$$

En appliquant les valeurs numériques, on trouve

$$I = 0.0000279.$$

En appelant I' le moment d'inertie d'une figure quelconque par rapport à un axe passant par son centre de gravité, I son moment d'inertie par rapport à un axe passant à une distance S du centre de gravité et parallèle au premier, s sa surface, on a, d'après les propriétés du rayon de giration

$$I = I' + sS^2,$$
$$I' = I - sS^2.$$

Mais,

$$I = 0.0000279,$$
$$s = 0.006703,$$
$$S = 0.07000;$$

D'où

$$I = 0.000279 - 0.006793 \times 0.051^2,$$
$$I = 0.0000104654,$$

Et alors le moment de résistance du rail Barlow est

$$\frac{RI'}{V'} = \frac{6\,000\,000 + 0.0000104654}{0.07} = 898.$$

Comparé au moment de rupture, on trouve

$$898 > 287.$$

Il présente donc un grand excès de résistance.

La chaussée que nous adoptons a l'avantage d'être légère (elle pèse 345 k. par mètre quarré, une chaussée pavée eût pesé 845 k., environ deux fois plus), et, sous une faible épaisseur, de présenter un fond et un sol résistant, très-facile pour le roulage, évitant les cahotements qui ébranlent et tendent à disloquer les ouvrages, ce qui arrive dans le cas d'une chaussée pavée, la seule qui pour le viaduc qui nous occupe et sur lequel se produit une forte circulation, eût pu être acceptée.

De l'asphalte comprimé pour chaussées. — La chaussée en béton, a été recouverte d'une couche en asphalte comprimé.

Les principes qui dirigent l'application de l'asphalte aux chaussées, diffèrent si essentiellement de ceux qui régissent son emploi dans la construction des trottoirs, qu'avant d'aller plus loin, il me paraît utile d'entrer dans quelques détails sur l'origine de la matière première, sur sa préparation et sur sa pose.

L'asphalte est un carbonate de chaux parfaitement pur, imprégné, d'une manière très-intime, d'une petite quantité de bitume qui varie entre 8 et 10 pour 100.

Cette roche s'exploite par bancs réguliers de 4 à 7 mètres de puissance, à Seyssel, département de l'Ain, au Val-de-Travers, dans le canton de Neufchâtel, en Suisse, et sur plusieurs autres points de la même région jurassique.

Si l'on porte l'asphalte à une température voisine de 100 degrés, le bitume qui forme le liant de la roche se ramollit, les molécules se séparent et la roche tombe en poussière. Si pendant que cette poussière est encore chaude, on la comprime dans un moule, les molécules se recollent les unes aux autres, et la matière reprend, par le refroidissement, mais sous la nouvelle forme qu'on lui a donnée, l'aspect, la dureté et en général toutes les propriétés que la roche possède au sortir de son gisement.

Toute la théorie des chaussées en asphalte, est là.

Supposons qu'au lieu d'enfermer la poudre chaude dans un moule, on l'étende sur un sol résistant, en donnant à la couche une épaisseur de 4 à 5 centimètres, et qu'avec des pilons et des rouleaux on comprime cette couche ; on obtiendra, lorsqu'elle sera refroidie, une croûte monolithe absolument semblable à la roche primitive.

Voici comment est conduite l'opération des travaux :

La forme de la chaussée en asphalte a été préalablement recouverte d'une couche de béton de 10 centimètres d'épaisseur ; sur cette couche bien desséchée et bien dressée suivant les pentes voulues, des règles en bois de 5 centimètres d'épaisseur sont placées à une distance de 1 mètre de largeur, et solidement fixées avec des fiches en fer, afin que les rouleaux, en passant dessus, ne puissent les faire varier. Dans l'intervalle compris entre ces règles, on comprime une couche d'asphalte en poudre, d'une épaisseur de 5 centimètres, chauffée à 60 ou 70 degrés dans des décrépitoirs destinés à cet usage.

Lorsque l'asphalte en roche provenant des mines arrive à pied-d'œuvre, on le concasse en fragments de 4 à 5 centimètres cubes que l'on met dans les décrépitoirs chauffés avec du coke ; on a soin de remuer souvent, avec une pelle en fer, les fragments de roche que l'on brise avec des mailloches en bois, lorsque leur température s'est élevée à 30 ou 40 degrés centigrades.

Cette opération réduit l'asphalte en poudre qu'on remue jusqu'à ce qu'elle ait acquis la température voulue, 60 à 70 degrés centigrades. On la transporte ensuite, avec des mannequins en jonc, sur le sol préparé à l'avance et bien balayé ; et après l'avoir versée entre les deux règles, on l'égalise avec un rateau, en lui donnant une épaisseur de 8 à 9 centimètres. Aussitôt cette opération commencée, trois hommes commencent à comprimer avec des pilons ronds chauffés à l'avance, tandis que deux autres suivent le long des règles

en bois, avec des pilons forme T pour bien comprimer les parties qui forment joints.

Toute la surface de cette bande bien damée, doit présenter déjà une grande résistance. Il faut semer sur toute cette surface une légère couche de sable très-fin et surtout très-sec. On promène un petit rouleau du poids de 1000 à 1200 kilogrammes très-lentement, vingt à vingt-cinq fois aller et retour.

On sème de nouveau une couche de sable plus légère que la première, et six hommes mettent en mouvement un grand rouleau en fonte, du poids de 2200 à 2400 kilogrammes. Ce rouleau, qui termine la compression de la bande, doit être tenu en mouvement sur toute la surface, pendant quinze ou vingt minutes; au bout de ce temps, l'opération de la première bande est terminée. Les règles sont changées, et pour continuer la nouvelle bande, il est indispensable que le nouvel asphalte qui arrive des décrépitoirs, soit versé en recouvrant le joint déjà froid de la première bande, de 15 à 20 centimètres, afin de le réchauffer, et d'obtenir une adhérence parfaite.

Aussitôt qu'un décrépitoire est vide, on le recharge immédiatement de roche, afin de rendre le travail aussi continu que possible.

Nous estimons qu'avec trois décrépitoirs et huit hommes, on peut faire 35 à 40 mètres de chaussée par jour.

Le poids d'un mètre carré d'asphalte comprimé sur une épaisseur de 5 centimètres, est de 110 à 115 kilogrammes.

Le prix de revient du mètre carré de chaussée est de 18 francs à Bordeaux.

Ce prix se décompose ainsi :

	francs.
120 kilogrammes asphalte pris à la mine à 15 fr. les 100 kilogrammes.	10.80
Transport de Seyssel à Bordeaux.	1.20
Main-d'œuvre.	1.00
Combustible.	1.00
Entretien des appareils.	0.40
	14.40
Bénéfices de l'entrepreneur.	3.60

« La chaussée du viaduc du Guit, commencée le 7 oc-
« tobre 1861, fut terminée le 22 du même mois. »

Garde-corps. — Le viaduc est fermé sur ses deux côtés par un garde-corps en fonte, scellé sur les plinthes. Ce garde-corps est de forme semblable à celui du viaduc de Paludate. Il a $1^{m},10$ de hauteur et se termine aux deux culées, où il est continué par un parapet de même hauteur, qui se prolonge sur toute la longueur des murs de soutènement.

CHAPITRE IV.

DÉPENSES DE PREMIER ÉTABLISSEMENT.

Les dépenses de premier établissement se sont élevées, pour cet ouvrage, à la somme totale de 281247 fr. 06, divisée ainsi qu'il suit :

	francs.
Maçonneries.	110229.02
Partie métallique.	171018.04
Total.	281247.06

Dans le prix de revient des maçonneries, nous avons compris les dépenses affectées à la construction des murs de soutènement des rampes d'accès au viaduc, dépenses qui

ne rentrent qu'indirectement dans le prix de revient du viaduc, et qui sont de 68941 fr. 67.

Les maçonneries proprement dites du viaduc ont coûté 41287 fr. 35.

Elles comprennent les culées, les fondations des palées et l'établissement de la chaussée.

	francs.
Culée de gauche.	8318.36
Culée de droite.	7179.71
Fondations des palées.	12190.16
Chaussée.	13599.12
Total.	41287.35

La partie métallique se divise en :

	francs.
Piles.	28534.02
Tablier.	142484.02
Total.	171018.08

Les dépenses proprement dites du pont s'élèvent donc à la somme de :

	francs.
Maçonneries.	41287.35
Partie métallique.	171018.04
Total.	212305.39

ce qui donne un prix moyen total par mètre courant de pont, de 1633 francs.

Le prix moyen par mètre courant de tablier, est de 1315 francs.

Il nous a paru intéressant de joindre à ces détails la décomposition du prix de revient des 12 piles qui supportent le tablier du viaduc du Guit, et qui se font remarquer par leur élégance et leur légèreté.

Décomposition du prix de revient des piles.

	francs.
Fers, tôles, cornières.	10766.47
Rails Barlow formant les fûts des colonnes.	10992.50
Fonte pour sabots des colonnes.	4029.55
Fonte pour les chapiteaux des colonnes.	611.10
Fonte pour les plaques de support des culées.	521.50
Boulons de scellement des sabots.	249.75
Boulons des chapiteaux.	40.32
Boulons de scellement des plaques d'appui.	49.50
Plomb pour le scellement de divers boulons de calage. .	1273.33
Total.	28534.02

ÉPREUVES DU VIADUC DU GUIT DANS LA GARE SAINT-JEAN.

On a expliqué que ledit viaduc est composé de onze travées intermédiaires de 10 mètres d'ouverture et de deux travées extrêmes de $9^{m}.65$ que sa largeur totale entre garde-corps est de 10 mètres, 7 mètres de chaussée et 3 mètres pour les deux trottoirs ; que chaque palée est composée de cinq colonnes formées de deux rails Barlow et réunies entre elles par une poutre transversale en forme de I composée d'une âme de 350 millimètres de hauteur sur $0^{m},007$ d'épaisseur et de quatre cornières de $\frac{100 \times 100}{12}$, et par des goussets triangulaires en tôle de 500 millimètres de largeur sur 780 millimètres de hauteur et 7 millimètres d'épaisseur ; que les poutres au nombre de six, posées sur lesdites palées et destinées à supporter le tablier composé de rails Barlow sont continues et en forme de I, composées d'une âme de 500 millimètres de hauteur sur 10 millimètres d'épaisseur, de quatre cornières de $\frac{100.100}{12}$ et de deux semelles de 350 millimètres de lar-

geur sur 15 millimètres d'épaisseur ; que le tablier est composé de rails Barlow espacés de 50 centimètres d'axe en axe et de dallottes en pierre dure reposant sur ces derniers et remplissant les vides laissés entre eux ; que le tout est recouvert par du béton de chaux hydraulique et de ciment sur lequel est appliqué dans la largeur de la chaussée une couche d'asphalte comprimé de 5 centimètres d'épaisseur et sur les trottoirs une couche de bitume coulé de 25 millimètres d'épaisseur ; que les bordures de trottoirs sont en granit ; que le garde-corps en fonte a $1^{m}.10$ de hauteur, et qu'enfin la hauteur sous poutres au-dessus des rails est de $4^{m}.80$ au moins dans les onze travées intermédiaires.

On a fait commencer la charge vers neuf heures du matin après avoir fait exécuter le nivellement du couronnement vis-à-vis chacune des palées et repéré le milieu de chaque poutre à un échafaudage volant, établi dans le milieu des travées n^{os} 1 (côté de la rue des Terres de Bordes) 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 et 13. La circulation des trains sur les voies d'exploitation ne nous a pas permis d'établir des repères dans les travées 9, 10, 11 et 12).

La charge a été compléte le 6 décembre à trois heures du soir ; elle était composée d'une couche de gros sable de 27 centimètres d'épaisseur, répandue sur toute la surface du viaduc pesant environ 400 kilogrammes par mètre carré ($0^{m3}.27$ de gros sable à 1 500 kilog. le mètre cube =405 kilog.)

On a constaté pour chaque poutre les flèches indiquées au tableau ci-après :

DÉSIGNATION des travées.	FLÈCHES APRÈS LA CHARGE. Poutres						OBSERVATIONS.
	A.	B.	C.	D.	E.	F.	
Travée n° 1. . .	1.0	1.2	2.0	3.0	1.7	0.8	La désignation des poutres part du côté de Cette vers Bordeaux. Les flèches sont exprimées en prenant le millimètre pour unité.
— 2. . .	1.0	1.3	3.0	3.0	2.0	1.0	
— 3. . .	0.5	1.2	2.5	2.2	1.5	0.5	
— 4. . .	0.5	1.3	3.2	2.6	3.0	1.0	
— 5. . .	0.6	1.5	1.2	1.4	1.5	1.0	
— 6. . .	0.5	2.0	1.8	1.0	1.0	0.9	
— 7. . .	0.3	1.5	1.6	1.4	2.0	0.6	
— 8. . .	0.2	1.5	1.0	1.2	0	0	
— 13. . .	0	1.8	2.2	1.2	1.0	0	

Le 11 décembre à neuf heures du matin on a de nouveau vérifié ces flèches qu'on a trouvées ne pas avoir changé d'une manière appréciable. Le déchargement a été commencé immédiatement après soixante-six heures de charge et a été terminé le 16 vers midi. On a constaté que les poutres étaient revenus exactement à leur position normale, qu'il n'y avait eu aucun tassement dans les palées, et qu'il n'existait aucune dégradation dans l'ouvrage.

SIXIÈME SECTION

PONTS SUSPENDUS AVEC SUPPORTS ET POUTRELLES MÉTALLIQUES.

SIXIÈME SECTION

PONTS SUSPENDUS ENTIÈREMENT MÉTALLIQUES.

Nous avons pensé qu'il était convenable pour rendre l'ouvrage que nous publions aussi complet que possible, de donner la description et le détail des calculs d'un pont suspendu entièrement métallique, que nous avons projeté à la place du viaduc du Guit.

L'Administration a préféré un pont route fixe, et c'est ce dernier qui a réellement été exécuté.

Nous nous bornerons à donner le Rapport qui accompagnait notre projet; combiné avec les planches (29 et 30) il fournira aux constructeurs tous les éléments nécessaires pour dresser les devis et établir les calculs des différentes pièces d'un ouvrage analogue qui pourrait, à notre avis, être projeté dans de nombreuses circonstances.

PONT SUSPENDU AU-DESSUS DE LA GARE SAINT-JEAN, A L'EMPLACEMENT DU PASSAGE A NIVEAU DU PONT DU GUIT.

Description générale. — Le pont projeté a 135 mètres de longueur, entre culées, divisée en trois travées de 40 mètres (deux travées de rive) et de 35 mètres (une travée centrale). Il relie la nouvelle rue de Saint-Vincent-de-Paule, sur la rive droite du chemin de fer, aux rues de Terres-de-Bordes et du Casse-du-Treuil, sur la rive gauche. Il se raccorde avec les abords, par des rampes de 0, 03, conformément aux plans soumis à l'Administration. Les terres sont soutenues par des murs du côté du chemin de fer.

Les ouvertures correspondent aux groupes de voies qui seront établis pour le service définitif de la gare.

Les culées du pont sont en maçonnerie brute parementée en pierre de taille et moellons piqués, avec fondation descendues jusqu'au solide, gros gravier ou rocher ; elles ont 20 mètres de long, forment massif d'amarre du tablier et support des secteurs des câbles, comme nous le verrons plus loin.

Le tablier est composé de poutrelles en fer, recouvertes d'un plancher formant chaussée de 6 mètres de largeur pour le passage des voitures, à deux trottoirs en bois de 1 mètre de large, pour la circulation des piétons. Ces poutrelles sont suspendues par des tiges en fil de fer, à quatre câbles également en fil de fer. Ces câbles s'amarrent sur le sommet de colonnes oscillantes en fer, composant les palées ou appuis intermédiaires et sur des secteurs également oscillants, formant les appuis extrêmes sur les culées, par l'intermédiaire de forts goujons.

Les câbles dits de retenue, destinés à relier à la culée tout ce système de suspension et à lui donner la stabilité nécessaire, après avoir embrassé extérieurement le massif de la culée, de l'arrière à l'avant et de bas en haut sur une longueur de 18 mètres, viennent s'amarrer par leurs extrémités à des goujons qui traversent les secteurs des culées.

Enfin un garde corps en fil de fer, comme les câbles et tiges de suspension, tressé sur ces dernières, termine l'ouvrage.

Nous allons examiner successivement chacun des détails de cette construction, et faire voir qu'elles répondent à de bonnes conditions de stabilité.

L'ouvrage peut se diviser en quatre parties principales :

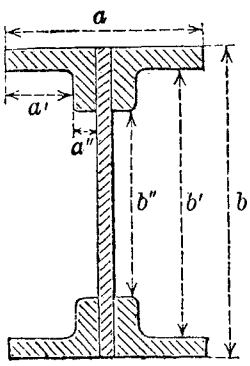
1° Tablier;

2° Système de suspension et d'amarrage du tablier;

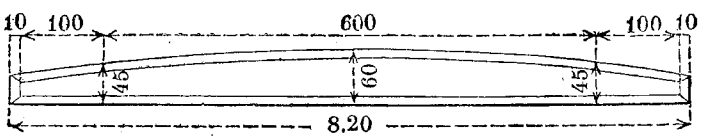
3° Supports et massifs d'amarre;

4° Plancher en bois recouvrant le tablier, contreventement du tablier, garde-corps.

(Fig. 70.)



Tablier en fer. — Le tablier se compose de poutrelles en fer et tôle, de sections transversales à l'axe du pont et espacées de $1^{m}375$. Le dessus de ces poutrelles est profilé en courbe, suivant le bombement transversal de la chaussée qui est de $0^{m}15$ sur 6 mètres. Chacune d'elles est suspendue à deux tiges en ses points extrêmes distants de $8^{m}20$.



La charge et le moment de rupture de ces poutrelles s'établissent ainsi qu'il suit :

Charge d'une poutrelle.

Poids mort uniformément réparti sur toute la longueur de la poutrelle...	Plancher en bois, $8^m \times 1^m.40 \times 0^m.15 \times 800^k$. . =	1344	pl. = 1994 soit 2000^k
	Garde-corps, $60^k \times 1^m.40$ . . . . . =	84	
	Tôles $\left(\frac{0.600+0.450}{2}\right) 8.20 \times 54.60$. . . = 235	= 566	
	Cornières, $8^m.70 \times 4 \times 9.50$. . . . . = 331		
Surcharge accidentelle au milieu de la pièce.	Deux roues d'un camion fortement chargé, dont la résultante rapportée au milieu de la pièce ne dépassera jamais P = ...		5000^k

Moment de rupture. — Le moment de rupture au milieu de la pièce, considérée comme reposant librement sur deux appuis en ses points extrêmes, est égal à

$$\frac{Pl}{4} + \frac{Pl^2}{8} = \frac{5000 \times 8.20}{4} + \frac{2000 \times 8.20}{8} = 12750.$$

Dans le calcul de la résistance de la poutrelle à l'effort de rupture, nous admettrons que le fer peut travailler à 10 kil. par millimètre quarré; l'administration supérieure admet ce coefficient dans les projets de ponts suspendus qu'elle approuve journellement. Introduisant ce coefficient de résistance dans l'équation suivante qui en détermine le moment de résistance pour la section au milieu de la pièce correspondant au moment maximum de rupture, on a:

$$\frac{R.I}{V'} = \frac{10000 \times 0.005967}{6 \times 0.600} = 16576 > 12750.$$

Suspension et amarrage du tablier. — Les tiges de suspensions portent deux à deux, comme nous l'avons dit plus haut, une poutrelle qu'elles relient aux câbles de suspension. Elles sont composées de 83 fils de fer n° 17, disposés en écheveau autour de deux croupières en fonte, formant œil à leurs extrémités, et ligaturés entre ces deux points de distance en distance, par un fil de fer du même numéro, le vide laissé étant égal environ à deux fois le plein.

La croupière inférieure est prise par un goujon entre les deux cornières des têtes de la poutrelle et, dans la croupière

supérieure passe une sellette reposant sur deux câbles de suspension.

Elles ont une section pleine de 490 millimètres carrés correspondant à un diamètre théorique de 25 millimètres, soit un diamètre apparent de 30 millimètres.

En faisant travailler le fer dont elles se composent à 15 kil. par millimètre quarré, coefficient inférieur de 3 kil. à celui autorisé par l'administration supérieure pour les ponts suspendus, chacune d'elles peut porter

$$490 \times 15 = 7350 \text{ kilog.}$$

La charge maximum à laquelle l'une d'elles sera soumise comprend :

1° La moitié de la charge maximum d'une poutrelle déterminée ci-dessus, soit

$$\frac{2000 \times 500}{2} = 3500 \text{ kilog.}$$

2° Le poids propre de la tige (maximum).

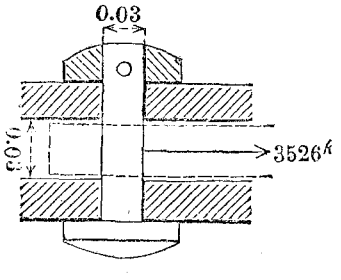
$$6^{m}.00 \times 4^{k}.30 = 25^{k}.80.$$

Soit ensemble

$$3526 \text{ kilog.} < 7350 \text{ kilog.},$$

charge dont elle est capable, comme nous l'avons démontré ci-dessus.

(Fig. 71.)



Nous avons dit qu'un goujon assemblait une tige à une poutrelle, en passant dans deux trous ménagés dans les deux cornières des têtes et dans la croupière inférieure de ladite tige.

Dans son travail, ce goujon peut être assimilé à une pièce reposant librement sur deux appuis, et sollicitée par une force également répartie sur toute la longueur et égale en intensité à la tension d'une tige.

Alors, son moment de rupture

$$\frac{Pl}{8} = \frac{3526 \times 0.03}{8} = 1329.$$

Le diamètre du goujon étant $0^m.03$ et le coefficient de travail du fer étant pris égal à 10 kil. par millimètre quarré, comme pour les poutrelles, son moment de résistance

$$\frac{RI}{r} = \frac{10000000 \times 3.14 \times 0.015^3}{4} = 2649 > 1329.$$

Les sellettes des tiges sur les câbles de suspension sont en fer de $0^m.03$ de diamètre; elles sont ligaturées aux câbles et ont, comme les goujons inférieurs, une portée de $0^m.03$; elles travaillent donc dans les mêmes conditions, et les calculs exposés pour ces pièces leur sont entièrement applicables.

Câbles de suspension. — On sait que les câbles d'un pont suspendu, dans le cas d'une charge uniformément répartie, sur un tablier porté par des tiges de suspension équidistantes, prend la forme d'un polygone, dont tous les sommets se trouvent sur une courbe, représentée par l'équation.

$$y = \frac{p}{2q} \times x^2,$$

p étant le poids du pont par mètre courant;

q, tension horizontale du câble, constante à tous les sommets du polygone.

C'est l'équation d'une parabole, rapportée à son sommet, dont l'axe est vertical.

Si nous appelons f, la flèche de la courbe, d son ouverture, et que nous observions qu'aux points d'attache du câble

$$y = f, \quad x = \frac{d}{2},$$

ces valeurs introduites dans l'équation (*a*) donnent

$$f = \frac{pd^2}{8q}; \quad \text{d'où} \quad q = \frac{pd^2}{8f}, \qquad (b)$$

et par suite l'équation générale (*a*) devient

$$y = \frac{4f}{d^2}\, x^2, \qquad (a')$$

exprimée en fonction de quantités déterminées par les conditions de la construction.

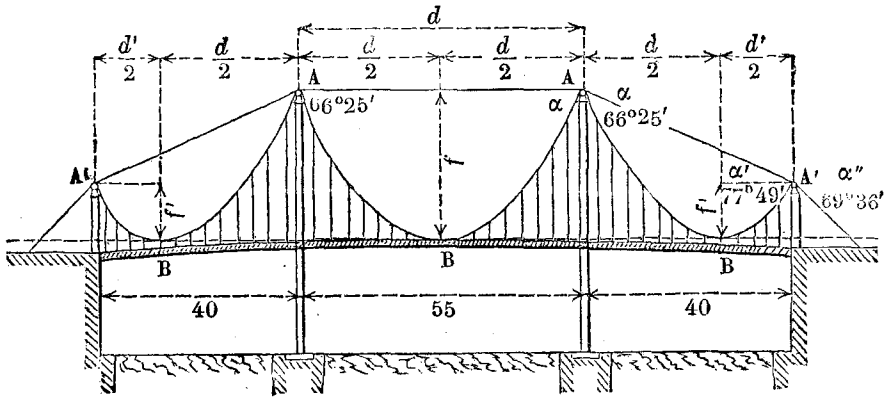
On déduit des conditions d'équilibre des forces verticales agissant sur les câbles et des propriétés de la parabole, la relation suivante, qui détermine les tensions des câbles en leurs différents points.

$$\mathrm{T} = \frac{pd^2}{8f\sin\alpha},$$

α étant l'angle que fait avec la verticale le côté du polygone que l'on considère.

La tension maximum correspond aux points extrêmes d'attache sur les appuis, pour lesquels $\sin\alpha$ prend son minimum qui est ici $\sin\alpha = 0.916$.

(Fig. 72.)



La tension minimum correspond au point le plus bas au sommet de la parabole; elle se réduit à l'expression de la

tension horizontale, constante pour tous les points de la courbe et déjà trouvée.

Faisons l'application de ces principes aux câbles du pont qui nous occupe.

Pour avoir des câbles de sections égales dans chacune des trois travées, nous nous sommes posé la condition d'avoir des tensions égales aux points d'attache sur les bielles. Pour cela, il faut donner à ces câbles une courbe déterminée par la même équation, cette équation étant exprimée en fonction de la plus grande ouverture (celle de la travée centrale) et de la flèche qui y correspond. Cette dernière est donnée par la hauteur des appuis au-dessus du tablier.

Dans ces conditions, les câbles présentent l'arrangement suivant :

La courbe des câbles de la travée centrale aura son sommet au milieu de cette travée et se composera de deux parties AB, égales et symétriques par rapport à ce milieu.

La courbe des câbles des travées de rive aura son sommet symétrique de celui de la travée centrale, tombant par conséquent en dehors de leur milieu. Elle se composera donc de deux parties inégales, la plus grande AB du côté de la travée centrale, et la plus petite A'B du côté des culées. Son point extrême de ce côté sera déterminé d'après les considérations qui précèdent.

L'équation montre qu'il y a intérêt pour la tension des câbles à avoir le rapport $\frac{d}{f}$ aussi petit que possible. Nous l'avons fait égal à $q < 10$ qui en pratique est considéré comme très-convenable.

Le poids et la surcharge du pont s'établissent ainsi qu'il suit :

Détail pour la travée de 55 mètres.

		kil.
Poids mort.	1° Poutrelles, 40 × 566.	22640
	2° Tiges de suspension, 168 mè. court. × 4.30.	722
	3° Sellettes, goujons et croupières de tige .	268
	4° Planches, 55 mèt. × 8 × 0.15 × 800 kil..	52800
	5° Garde-corps, 55 mèt. court. × 60 kil. . .	330
	6° Ferrures de plancher.	400
	7° Câbles ($d = 76$ millim. $\Omega = 4534.16$ millim. quarrés × 4.57 mèt. quarrés). . . .	8063
		85223
Surcharge..	Charge d'épreuve = 300 kil. × 55 mèt. × 7. supérieure de 100 kil. par mètre quarré à celle demandée par l'administration supérieure pour les ponts suspendus.	115500
	Poids total du pont, y compris la surcharge pour une travée de 55 mètres. .	200723

Les poids par mètre courant du pont seront donc :

kil.

1° Pour le pont non chargé $p_1 = \frac{85223}{55}$. . . . . $= 1550$

2° Pour le pont avec la charge d'épreuve $p_2 = \frac{200.723}{55} = 3650$

Nous n'avons à considérer que la tension maximum, pour laquelle la section des câbles uniforme sur toute la longueur doit être déterminée.

Dans le cas du pont chargé à la limite d'épreuve, nous avons

$$T = \frac{p_2 d^2}{8 f \sin \alpha} = 251\,155 \text{ kilog.}$$

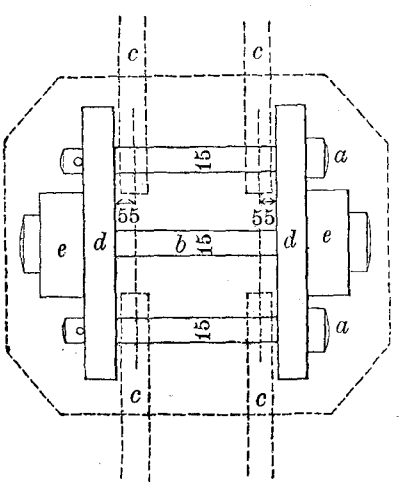
Cette tension est répartie entre quatre câbles, ayant chacun une section pleine de $4\,534^{mm^2}.16$, en tout 18136 millimètres quarrés ; cette section correspond à un diamètre théorique de 76 millimètres, soit, en tenant compte des vides entre les fils de fer et de la surépaisseur due au vernis, un diamètre apparent de 90 millimètres.

Comme pour les tiges de suspension, nous ferons travailler le fil de fer à la traction à 15 kil. par millimètre quarré; dans cette condition, la tension que nos câbles pourront supporter sera

$$18\,136 \times 15 = 272\,049 > 251\,155.$$

Ces câbles sont composés avec des fils de fer, au nombre de six cent neuf, disposés en écheveau autour de croupières et ligaturés, comme ceux des tiges de suspension.

(Fig. 73.)



Ils sont amarrés par leurs croupières à de forts goujons *a* de $0^{m}.15$ de diamètre, portés sur les points d'appui, par deux chappes dont la section minima est $\frac{200}{60}$.

Ces chappes sont prises elles-mêmes en leur milieu par un goujon *b* de même diamètre que les premiers.

Les moments de rupture et de résistance se rapportant à ces goujons sont les suivants :

1° *Moment de rupture.*

Nous considérons les tensions des câbles comme agissant suivant leur axe

$$Pl = 62\,500 \times 0.05 = 45337.50$$

l = distance de l'axe des câbles aux bords intérieurs des chappes.

P = la tension des câbles.

2° *Moment de resistance.*

Les goujons d'amarre des câbles de suspension feront l'objet d'une fabrication spécialement soignée; ils seront

en fer aciéré dit étoffe, et dans ces conditions, capables de résister avec sécurité à un effort de 15 kil. par millimètre quarré; nous admettrons néanmoins 10 kil. pour coefficient de résistance, et alors nous aurons :

$$\frac{RI}{r'} = \frac{R\pi r^3}{4} = 3534 > 3437 \text{ (moment de rupture maximum).}$$

Câbles de retenue. — Comme l'indique leur nom, ils maintiennent tout le système en équilibre, en reportant sur les massifs des culées qu'ils embrassent en entier, les tensions des câbles de suspension.

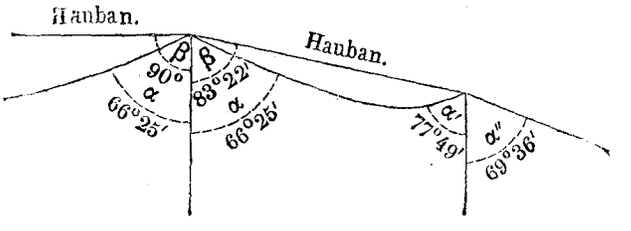
Remarquons qu'ils font au point A′ sous l'angle $\alpha'' = 69°36'$ équilibre à une tension plus petite que la tension maximum au point A, se produisant sous l'angle $\alpha = 66°25'$, aussi plus petit que le précédent.

D'après cette remarque, nous voyons, *à priori*, que la tension des câbles de retenue est $<$ que celle maximum des câbles de suspension; et comme, pour l'uniformité de la fabrication, nous adoptons encore la même section que celle déterminée plus haut, nous nous trouvons également dans de bonnes conditions de résistance.

Les mêmes observations s'appliquent aux goujons d'amarre, aux secteurs, que nous conservons les mêmes dans les deux cas.

Haubans. — Lorsqu'une ou deux travées seulement se-

(Fig. 74.)



ront chargées, leurs câbles de suspension prendront une tension supérieure à celle des câbles des travées, ou de la

travée non chargée. L'équilibre n'existerait donc plus dans le système par suite de la mobilité des appuis; pour le maintenir on a établi d'un sommet à l'autre des appuis oscillants, des haubans qui reportent cette différence sur les câbles de retenue.

Pour déterminer la dimension à donner aux haubans, nous calculerons les tensions maximum auxquelles ils seront soumis.

Elles se déduisent des conditions d'équilibre qui donnent :

$$t = (p_2 - p_1)\frac{d^2}{8f\sin\beta}.$$

On voit par là que le maximum de t correspond au minimum de β, c'est-à-dire au cas des haubans des travées de rive.

D'où :

$$t = \frac{2100 \times 3025}{48 \times 0.86} = 153888 \text{ kilog.}$$

Nous adoptons, pour les haubans comme pour les câbles, une section uniforme. Chacun d'eux a une section réelle de 2826 millimètres quarrés, soit ensemble pour quatre semblables : 11304 millimètres quarrés. Ils peuvent donc être soumis à une tension de

$$11304 \times 15 = 169560 > 153888.$$

Le diamètre théorique correspondant à leur section = 60 millimètres et leur diamètre apparent (en tenant compte des vides entre les fils et la surépaisseur due au vernis) = 70 millimètres.

Ces haubans seront composés de fils de fer n° 18, au nombre de trois cent quatre-vingt-treize, disposés suivant l'arrangement décrit plus haut pour les tiges et câbles. Ils seront fixés aux points d'appui des câbles de suspension

et amarrés aux mêmes goujons qui dans ces cas présentent, comme on le voit *à priori*, un excès de résistance.

Il se produira dans la forme du tablier des réformations provenant de l'accroissement de longueur que prendront les câbles par l'effet de la charge, de la dilatation et de l'augmentation de la flèche de la parabole qui en sera la conséquence.

Ces effets s'apprécient ainsi qu'il suit :

1° L'accroissement de longueur dû à la dilatation

$$\Sigma_1 = st \times 0 = 57 \times 50 \times 0.000012 = 0.035,$$

expression dans laquelle

s = longueur totale du câble = 57^m (travée de 55^m) ;

t = variation totale de température entre limites extrêmes = 50° ;

0 = coefficient de dilatation du fer = 0.000012 ;

2° L'accroissement de longueur dû à la surcharge

$$\Sigma_2 = \frac{ST\mu}{\omega} = \frac{57 \times 39429 \times 0.00005}{4166} = v.0274,$$

expression dans laquelle

S = à même valeur que ci-dessus ;

T = la tension due à la surcharge ;

μ = coefficient d'allongement du fer par traction = 0.00005

d'où l'allongement total du câble $\Sigma = 0^m.0524$, et l'abaissement du tablier, ou l'augmentation de la flèche de la courbe parabolique, nous est donné par la formule

$$\delta = \frac{3d\Sigma}{167} = \frac{3 \times 55 \times 0.0524}{16 \times 6} = 0.09.$$

Cet abaissement produira une déformation peu sensi-

ble, et ne modifiera pas la hauteur libre au-dessous du tablier d'une manière dangereuse pour la circulation des trains.

Une forte surcharge (10 à 12^{t}) stationnant au milieu d'une travée, déformera la courbe des câbles, et produira un abaissement plus sensible que le précédent. Par l'expérience que l'on a des ponts construits dans ces conditions ou à peu près identiques, on sait que dans ce cas l'augmentation de la flèche ne dépassera pas 0^{m}.20.
ou 0^{m}.30; l'espace libre pour le passage des trains restera encore au-dessus des limites autorisées.

3° *Supports et massifs d'amarre.*

Les supports des câbles sont de deux systèmes :

Les uns intermédiaires consistent en deux colonnes, reposant sur un massif de maçonnerie au niveau du sol du chemin de fer, et oscillant à leur base autour d'un couteau qui les termine; les autres sont des secteurs en fonte, reposant sur des piliers, à l'avant des culées.

Palées ou supports intermédiaires. — Les colonnes formant supports intermédiaires sont au nombre de deux par support, placés l'un à droite, l'autre à gauche du tablier. Leur fût est en fer et en tôle. La section est celle d'une croix, nervée sur ses bords par des rails Brunel. Ce fût est emboîté à sa partie inférieure dans un sabot en fonte, terminé par le couteau d'oscillation dont nous avons parlé, et à sa partie supérieure, dans un chapiteau également en fonte, recouvert d'un chapeau qui porte deux flasques, comprenant les chapes d'assemblage des câbles de suspension et des haubans. Ces chapes sont prises avec ces flasques par un goujon de 0.15 de diamètre.

Enfin ces supports sont entretoisés par des poutres en fer placées l'une au-dessous des poutrelles et l'autre au niveau des chapiteaux et laissant entre elles et le dessus du plancher un espace libre de 5 mètres pour voitures.

L'effort auquel sont soumis ces supports est un effort d'écrasement dont l'expression se déduit des conditions d'équilibre

$$Q = 2T\cos\alpha + \text{poids de l'appareil},$$

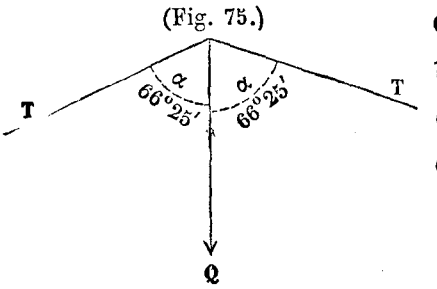
$$= 2 \times \frac{250\,000}{2} \times 0.4 + 6500 = 106500.$$

La section minima de chacune des colonnes étant de 44048 millimètres quarrés, elle peut porter :

$$44048 \times 6 = 264296 > 106500 \text{ kilog.}$$

Le sabot dans lequel s'emboîte, à sa base, le fût d'une colonne, est porté par un couteau, composé d'un âme principale de 1 800 de longueur et de 0.03 d'épaisseur, dirigée dans le sens transversal à l'axe du pont, se terminant par un patin arrondi de 0.28 de largeur sur 0.05 d'épaisseur au milieu et de 0.025 sur les bords. Le porte-à-faux du sabot sur le couteau est soutenu par des nervures placées dans l'angle qu'il fait avec l'âme et perpendiculaires à cette dernière.

(Fig. 75.)



La rupture tend à se reproduire par écrasement sur les sections horizontales au-dessous de la colonne et par flexion, sur les parties du sabot en porte-à-faux de chaque côté de l'axe du couteau.

Les résistances du sabot à ces efforts sont

1° A l'écrasement,

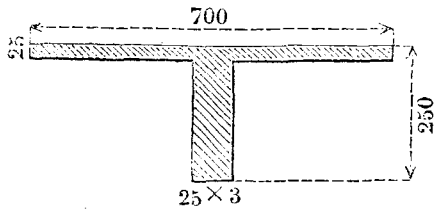
$$\Omega \times R = 56050 \times 6 = 336300 > 106500$$

Ω = la section minima.

2° A la flexion.

Nous ne considérerons ici que les nervures formant console et le plateau du sabot. Nous négligerons la paroi verticale de ce dernier, qui cependant, par sa solidarité avec le système, participe au travail résistant dans une proportion au moins égale à celle de la partie considérée.

(Fig. 76.)



L'ensemble des nervures et du plateau peut, par sa forme, être assimilé à un T, dont la section est celle ci-contre :

Nous avons pour le montant des forces qui le sollicitent à rompre :

$$\frac{Pl}{2} = \frac{106500}{2} \times \frac{0.470}{2} = 12513,$$

et le montant de résistance de la pièce :

$$\frac{RI}{r'} = 17680 > 12513.$$

Rappelons que le moment de résistance réel doit être considéré comme étant environ deux fois plus grand que celui calculé.

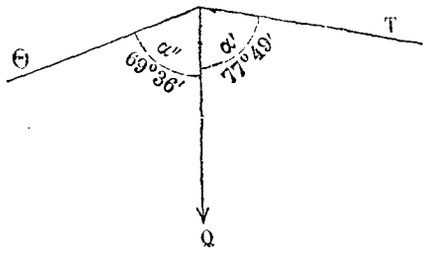
Secteurs ou supports sur les culées. — Les supports sur les culées se composent chacun de 3 secteurs réunis par les goujons d'attache des câbles, au centre du cercle générateur et par des boulons entretoisés à la circonférence. Il y en a deux par culée, reposant sur deux piliers; ils sont en fonte nervée au pourtour suivant la direction de la bissectrice de l'angle et autour des trous d'assemblage des goujons et des boulons entretoisés.

Les secteurs reçoivent les câbles de suspension, les haubans des travées de rive et les câbles de retenue.

La tension des câbles de suspension nous est connue; elle est pour deux d'entre eux, agissant sur un support T qui égale. . . . . = 117010

Celle des câbles de retenue est pour un support également . . . . . = 120320

(Fig. 77.)



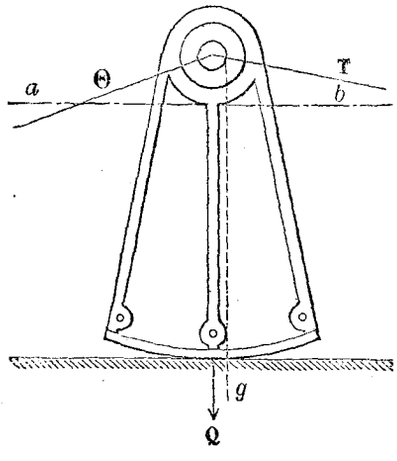
La résultante de ces tensions sur l'appui

$$Q_1 = T \sin \alpha' + \Theta \sin \alpha' + \text{le poids de l'appareil.}$$

$$= 117010 \times 0.211 + 120520 \times 0.35 + 800 = 66871.$$

La rupture tend à se produire par écrasement sur les sections horizontales des secteurs, et par flexion sur leurs parties en porte-à-faux de chaque côté du point de contact.

(Fig. 78.)



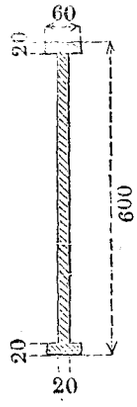
Les résistances correspondantes sont les suivantes pour l'ensemble d'un support.

1° A l'écartement :

$$\Omega \times R = 29400 \times 6 = 176400 > 66871,$$

Équation dans laquelle

(Fig. 79.)



Ω = la section minima de 3 secteurs,

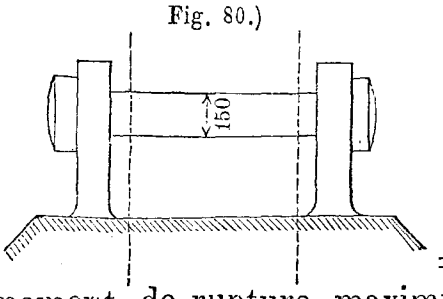
R = coefficient de résistance de la fonte à l'écrasement = 6 kilog.

2° A la flexion :

$$\frac{Pl}{2} = \frac{66871}{2} \times \frac{0.35}{2} = 5851 \text{ (moment maximum).}$$

Le moment de résistance de la pièce, en ne tenant compte

Fig. 80.)



que de la section au-dessous du goujon, est (en supposant toutes les nervures réduites à leur section minima de $\frac{60}{20}$) = au point correspondant au moment de rupture maximum =

$$\frac{RI}{v'} = 3 \times 6597 = 20791 > 5851.$$

Ces supports portent les chapes, auxquelles s'assemblent les câbles et les haubans. Ces pièces, au nombre de deux pour chaque support, ont la forme d'un V renversé, dont l'angle = celui des tangentes de deux câbles consécutifs en leurs points d'amarre. Elles sont percées sur leur axe de trois trous : deux à leur extrémité pour le passage des goujons des câbles, et le troisième au sommet de l'angle pour le goujon qui les fixe au support. Elles sont en fer forgé de choix, présentant une section minima $\frac{200}{60}$ et renforcée autour des trous des goujons, par des portées destinées à rétablir la section en ces points.

La tension exercée par les câbles sur l'une d'elles =62500 < 120.000, tension à laquelle elle peut résister avec un travail de 10 kil. par millim. quarré de section.

Les goujons qui les fixent au support ont, comme ceux des câbles, 0.15 de diamètre ; ils transmettent aux colonnes l'effort d'écrasement produit sur elles par le système, et dans ces conditions leur moment de rupture :

$$Pl = 53250 \times 0.04 = 2130 > 3534,$$

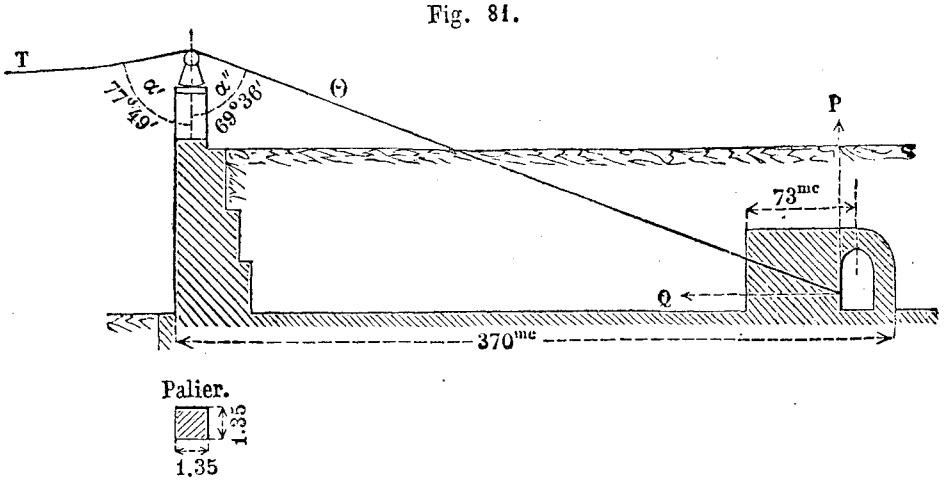
moment de résistance déjà calculé par les goujons des câbles.

Les culées sont en maçonnerie de moellons bruts parementés en pierre de taille dans leur partie en élévation et fondées en maçonnerie de moellons bruts ou de béton établie sur le solide (gros gravier ou rocher).

Elles comprennent :

1° Un mur en parement intérieur de 9.35 de large sur 4m.23 de hauteur jusqu'au dessous des poutrelles et de 2 mètres d'épaisseur moyenne. Ce mur est flanqué latéra-

Fig. 81.



lement de deux pilastres et piliers de $\frac{1.35}{1.35}$ de section, dont nous avons déjà parlé comme appui des supports sous forme de secteurs.

2° Deux murs en retour d'équerre de 21.40 de longueur sur une épaisseur moyenne de 1.50 ;

3° Enfin, d'un massif de maçonnerie brute, établi entre les deux murs en retour, et dans lequel est ménagée une route pour le passage des câbles de retenue qui contournent la culée en ce point. Ce massif est spécialement destiné à l'amarrage des câbles de retenue, auquel, par sa disposition, il fait participer immédiatement les murs en retour et tout le massif de la culée. Il est appareillé suivant l'inclinaison et l'inflexion des câbles, en voûte polygone en pierre de taille de grand appareil.

Les câbles portent sur la culée par l'intermédiaire de coussinets en fonte placés au-dessous de leurs points d'inflexion.

Ces culées doivent résister :

1° A un effort de compression exercé sur les piliers par les secteurs ;

2° A un effort de soulèvement exercé par les câbles de retenue sur le massif autour duquel ils s'enroulent ;

3° Enfin, la même tension des câbles de retenue tend à les faire glisser horizontalement.

Voyons comment elles se comportent dans ces différents cas :

1° *Résistance des piliers à l'écrasement.*

La compression sur ces piliers se fait par l'intermédiaire de plaques en fonte, dont la surface est = 8300 centimètres quarrés, d'où la pression par centimètre quarré = $7^{k}900 < 15$ kilog., pression que peut supporter avec sécurité la pierre dure de Saint-Macaire, avec laquelle les piliers dont il s'agit seront construits.

2° *Résistance du massif au soulèvement.*

L'effort tendant à soulever la culée est dû à la composante verticale de la tension des câbles de retenue. Cette composante,

$$P = 0 \cos\alpha = 60260 \times 4 \,(\cos 69°36' = 0.349) = 84123,$$

0 étant la tension des câbles de retenue = 60260×4,

α l'angle de ces câbles avec la verticale = 69°36'.

Pour s'opposer à ce soulèvement, en admettant que la densité moyenne de la maçonnerie employée soit de 2000 kilog. par mètre cube, il suffira d'un cube de $42^{m3},061$.

Si nous ne considérons que le massi autour duquel s'enroulent les câbles de retenue, compté depuis l'axe de la voûte du passage et la partie des murs en retour qui y correspondent, nous trouvons un volume de $73^{m3} > 42^{m3}$ (volume nécessaire).

Nous pourrions ajouter au poids de cette maçonnerie, celui du remblais et de la chaussée superposés immédiatement au massif d'amarre et représentant, réduction faite, un volume de 33 mètres cubes de maçonnerie.

3° Résistance au glissement.

La composante horizontale des câbles de retenue tendant à produire le glissement à niveau du sol.

$$q = \Theta \sin \alpha = 60\,260 \times 4 \times (\sin 69^\circ 36' = 0.93) = 224867 \text{ kil.}$$

La masse entière de la culée s'oppose à ce mouvement de glissement, et nous avons pour cette résistance

$$M \times 0.76 = 740\,000 \times 0.76 = 562\,400 > 224\,167,$$

M représentant le poids de la culée 740 000 kilog. (non compris les terres et la chaussée entre les murs en retour) et 0.76 étant le coefficient de frottement de la maçonnerie sur la maçonnerie, abstraction faite de la cohésion des mortiers.

Les colonnes des palées intermédiaires sont établies sur des fondations en maçonnerie, descendues jusqu'au solide (gros gravier ou rocher), et arasées au niveau du sol naturel; elles reposent sur des dés en pierre de taille par l'intermédiaire de plaques en fonte au-dessous des patins des couteaux d'oscillation. Ces plaques ont une surface de 10840 cent^tres^ quarrés, d'où la pression sur la pierre par cent^tre^ quarré $= 9^k83 < 15^k$ (coefficient de résistance admis pour la pierre de Saint-Macaire).

1° Plancher, Contreventement et Garde-corps.

Le plancher est divisé en trois parties : l'une centrale de 6 mètres de largeur, et formant chaussée pour la circulation des voitures, et deux autres latérales à la première, de 1 mètre de large pour la circulation des piétons.

Le plancher, dans la partie formant chaussée, se compose d'une première assise de madriers en chêne de $\frac{0.220}{0.600}$

d'équarrissage, posés immédiatement sur les poutrelles, parallèlement à l'axe du pont, et ayant par conséquent une portée dans le levis de $1^{m}.375$. Au-dessus de cette première partie du plancher ainsi formée, et transversalement à l'axe du pont, sont disposés des madriers en bois de sapin, destinés à former le sol de roulement et à en supporter l'usure.

Deux rangs de longuerines de chaque côté de cette chaussée portent les trottoirs formés de madriers en sapin de 0.05 centim. d'épaisseur et de 1 mètre de longueur posés en travers. Elles sont assemblées aux poutrelles, au moyen de sabots en bois, portés par des étriers et coincés aux poutrelles par deux cales. Cette disposition a été choisie de préférence à toute autre comme n'affaiblissant aucunement ni les longuerines, ni les poutrelles, et se prêtant en quelque sorte à la décoration de l'ouvrage et à sa légèreté, en diminuant la tombée des longuerines de rive dont les dimensions conservées présentent néanmoins encore un excédant de résistance : ce que l'on voit, *à priori*, à l'examen de l'ouvrage.

Le plancher correspondant à la chaussée doit être capable de supporter la charge d'une voiture placée au milieu du vide qui existe d'une poutrelle à l'autre.

Les madriers en bois de sapin étant destinés à l'usure, nous ne considérerons pour la résistance que les madriers en bois de chêne.

D'après l'arrangement adopté des madriers croisés entre eux, l'on peut compter que la charge d'une roue de voiture sera répartie au moins sur quatre de ces pièces.

Les plus fortes charges d'une voiture, y compris le poids de l'équipage, sont :

1° d'une voiture à quatre roues = 8000 kilog.
2° — à deux — = 6000 —

La charge maximum d'une roue sera donc de 3000 kilog.

Les madriers de l'assise inférieure en bois de chêne, peuvent être considérés comme encastrés, soit par leurs attaches aux poutrelles, soit par la charge et la solidarité qu'ils reçoivent de madriers superposés.

Dans ces conditions et dans le cas le plus défavorable, celui où la roue chargée au maximum serait au milieu, le moment de rupture égale

$$Pl = \frac{3000 \times 1375}{8} = 519$$

et le moment de résistance

$$\frac{RI}{V} = \frac{Rab^2}{6} = \frac{700000 \times 0.01^2 \times 0.88}{6} = 1025 > 519.$$

L'on voit encore par ce résultat que lors même que les madriers ne seraient pas considérés comme encastrés, ils présenteraient encore une résistance suffisamment grande. Le tablier affecte dans son profil en long la forme parabolique, dans le but d'avoir une pente convenable pour l'écoulement des eaux; il se trouve ainsi relevé de 1.35 au milieu, ce qui donne de chaque côté de l'axe une pente moyenne de 0.02. Des égouts de $\frac{0.02}{0.04}$ sont ménagés de distance en distance le long des longuerines formant bordure des trottoirs.

Le plancher que nous avons décrit donne de la solidarité et de la rigidité à l'ensemble des poutrelles, qui sont le principe du tablier. Ce bon effet est complété par un contreventement au-dessous des poutrelles, composé de fers en croix de Saint-André, à concurrence de deux croix par travée et de deux fers plats parallèles à l'axe du pont, continus sur toute sa longueur. Ces derniers sont rivés aux têtes de poutrelles, au-dessous de l'attache des tiges, et viennent à leurs extrémités se sceller dans les culées.

En ses points de raccord avec la chaussée sur les deux culées, le tablier, par suite des inflexions du pont et de son balancement, tend à se déplacer, à se soulever, et à produire par là des solutions de continuité et des dénivellations constantes. Pour éviter cet inconvénient, nous réunissons par des entretoises les trois dernières poutrelles et scellons à la culée cet ensemble ainsi rigide : la partie correspondante du tablier restera invariable.

Le garde-corps est, comme nous l'avons dit, en fil de fer réuni en tiges de 10 à 15 millimètres de diamètre et tressé sur les tiges de suspension qu'il relie et contrevente en quelque sorte par le bas. La lisse supérieure est 1 mètre en contre-haut du sol des trottoirs.

Les résultats des calculs qui précèdent se résument ainsi :

DÉSIGNATION des pièces.	Moments de rupture ou tensions.	Coefficients de résistance.	Résistance.	Rapport de la résistance à la rupture.
				mètres.
Poutrelles	12750	10	16576	1.30
Tiges de suspension	3526	15	7350	2.08
Goujons des tiges de suspension	1329	10	2649	1.99
Sellettes	1329	10	2649	1.99
Câbles de suspension et de retenue	251155	15	272049	1.08[1]
Goujons des câbles de suspension et de retenue	3437	10	3534	1.03
Haubans	153888	15	169560	1.10[2]
Fûts des colonnes	106500	6	264296	2.47
Sabots des colonnes. Compression	106500	6	336300	3.16
Sabots des colonnes. Flexion	12513	4	17680	1.41
Secteurs sur les culées. Compression	66871	6	176400	2.64
Secteurs sur les culées. Flexion	5851	4	20791	3.55
Chapes d'attache des cables	62500	10	120000	1.92
Goujons fixant les chapes aux supports	2130	10	3534	1.66

1. Ce rapport = 1.28, en admettant le coefficient de 18[k] autorisé par l'Administration.
1. Ce rapport = 1.30, en admettant le coefficient de 18[k] autorisé par l'Administration.

Comme le fait voir ce tableau, toutes les pièces entrant dans la composition du pont suspendu ont été conçues de

manière à pouvoir résister largement aux efforts au moyen desquels elles seront éprouvées.

La résistance est toujours supérieure à la rupture dans un rapport qui varie soit en raison des formes propres à l'ouvrage, soit en considération des difficultés de fabrication, De plus, nous nous sommes attachés à rendre toutes les parties solidaires entre elles par le contreventement inférieur du plancher et même par le garde-corps.

Enfin, la construction présente le cas particulier d'avoir des palées intermédiaires en fer, de poutrelles en fer, et ses câbles de retenue embrassant extérieurement tout le massif de la culée. Ces détails comprennent les dispositions nouvelles que l'expérience a démontré utile d'introduire, comme conditions de stabilité et de durée.

Les palées en fer offrent l'avantage d'un faible empiétement sur le débouché ; elles peuvent être rendues mobiles à leur base, ce qui diminue l'angle d'obliquité dû au mouvement des câbles. A cette condition avantageuse pour la stabilité, s'ajoute celle de maintenir le tablier au milieu d'un cadre indéformable qui, par cette raison et celle de comprendre le centre de gravité du système entre ses appuis à sa partie basse, rassure entièrement contre un renversement dans le sens transversal.

Les poutrelles sont en fer : on n'a pas à craindre les causes de dégradation qui se produisent dans les poutrelles en bois et, par suite, les chances d'accident qui en sont la conséquence.

En dernier lieu, les câbles de retenue qui ont occasionné la ruine de plusieurs ponts, par suite de leur détérioration due à un séjour prolongé dans des massifs, ou des puits toujours plus ou moins humides ou pleins d'eau, et pas du tout ou peu accessibles à la surveillance ; ces câbles, disons-nous, sont ici tout à fait extérieurs, c'est-à-dire placés dans les mêmes conditions que les câbles de suspension, dans un

milieu convenable à leur conservation, et toujours d'un accès facile pour la visite et l'entretien.

Enfin, en embrassant tout le pourtour des culées, ils utilisent, aussi complétement que possible, l'inertie de leur masse et sa résistance à tout déplacement.

SEPTIÈME SECTION

MACHINES PRINCIPALES EMPLOYÉES POUR LA CONSTRUCTION

DE

POUTRES METALLIQUES

SEPTIÈME SECTION

POUTRES MÉTALLIQUES

INDICATIONS SOMMAIRES SUR L'INSTALLATION DES ATELIERS ET DESCRIPTION DES MACHINES PRINCIPALES EMPLOYÉES POUR LES MISES EN ŒUVRE DES POUTRES MÉTALLIQUES.

Dans le chapitre qui va suivre, nous nous proposons d'indiquer d'une manière sommaire les dispositions générales à adopter pour organiser un atelier de campagne destiné à la fabrication de ponts métalliques.

Nous prendrons pour type une installation que nous avons vue fonctionner sous nos yeux, et qui peut être soit restreinte, soit augmentée suivant les circonstances. (*Voir* les dispositions de la planche XXXI).

L'atelier comprend d'une manière générale, des lieux de dépôt de matériaux, une force motrice, des machines pour la mise en œuvre, et enfin des voies de circulation pour le bardage des matières.

Force motrice. — Le mouvement est donné par une ou plusieurs machines à vapeur, suivant les circonstances; dans l'usine que nous considérons, il y en a quatre : 1° Une machine fixe A placée au centre de l'usine et dont la force est de vingt-cinq chevaux ; 2° Deux petites machines fixes B, de la force de cinq chevaux chacune, prenant leur vapeur

au même générateur que la machine A ; 3° Une machine fixe C dans l'atelier des ponts métalliques auprès de la scierie ; 4° Une machine locomobile de la force de cinq chevaux destinée à remplacer l'une des précédentes, en cas d'accident.

La machine A commande par une courroie un arbre de couche existant sur toute la longueur du hangar et donnant le mouvement aux diverses machines-outils placées au-dessous de lui. La petite machine C commande trois perçeuses, une poinçonneuse et une meule situées sous le hangar du dressage.

Avant de donner quelques détails relatifs aux opérations de main-d'œuvre il convient d'indiquer les différentes opérations que l'on fait subir à une pièce de tôle qui doit entrer dans la constitution d'un pont métallique. A cet effet, et pour indiquer d'une manière plus précise la série de ces opérations diverses, nous avons représenté par une ligne pointillée la marche suivie par une feuille de tôle depuis son entrée à l'atelier jusqu'à sa sortie.

Les tôles entrent par la grande porte figurée au plan ; les voitures suivent le hangar et vont stationner sur le pont bascule.

Par cette premiere opération, l'entrée des fers est constatée et le poids vérifié.

On les dépose au dressage s'il n'y a pas d'encombrement ou dans le cas contraire, on les mène au dépôt des fers d'où elles sont ramenées, s'il y a lieu, à dos d'homme, au dressage et au traçage qui se font sous les mêmes hangars.

De là on les reprend sur des wagonnets et on les mène au moyen des voies aux cisailles et aux poinçonneuses qui font le découpage et le perçage.

Le dressage se fait généralement à la tâche et c'est ce qui explique le peu d'importance que les constructeurs attachent au transport à dos d'homme, lesquels, en tout autre

cas, seraient cause de grande perte de temps. Les tôles sont reprises des poinçonneuses et portées aux raboteuses s'il est nécessaire. Puis, on les assemble provisoirement avec des boulons, de façon à les présenter à un premier montage qui se fait entre la voie et un des rails du chariot roulant. (Voir le plan.)

Lorsqu'on s'est assuré que les trous se correspondent bien entre eux, et qu'on a broché ceux qui ne sont pas parfaitement dans le même axe, on porte les pièces aux riveuses avec les trucs ou les grues roulantes.

Les riveuses sont toutes desservies par des voies. Il y a trois riveuses : deux pouvant placer des rivets de 18 à 22 millimètres de diamètre et une riveuse à vapeur plaçant les rivets de plus forte dimension. Les tôles rivées sont ensuite ramenées par les trucs, les grues ou le chariot roulant au point où se fait le montage.

Ce montage étant terminé et toutes les pièces bien ajustées, on démonte, on pèse et on expédie ou porte à pied-d'œuvre.

Transports. — Les transports se font dans l'usine au moyen de plusieurs voies munies de plaques tournantes ainsi que l'indique le plan général (planche XXXI).

Des grues roulantes et des trucs circulent sur ces voies; la portée des grues roulantes est de 2 000 à 3 000 kilos. Enfin un chariot roulant est disposé de manière à pouvoir aller dans les différents points de l'atelier et, sur ce chariot on a disposé un treuil monté sur un échafaudage de manière à pouvoir faire la manœuvre des grosses pièces.

Organisation et marche du travail à l'atelier.

Ainsi que nous l'avons déjà indiqué, les matériaux sortis du dépôt subissent la série d'opérations suivantes :

1° Planage des tôles et dressage des cornières et des fers à T.

2° Traçage des trous.
3° Perçage des trous.
4° Cisaillage et burinage.
5° Montage.
6° Rivure.

Nous allons donner quelques détails succincts relatifs à chacune de ces opérations.

1° *Planage des tôles.* — Au sortir des forges, les tôles sont généralement plus ou moins gondolées ; cela provient du mode de refroidissement que subit la tôle au sortir des laminoirs. On comprend, en effet, que si on la jette sur un sol inégal, le refroidissement n'est pas le même partout et qu'elle se contracte irrégulièrement en épousant même quelquefois la forme du sol ; de là ce gondolement que l'on diminue en étendant la tôle sur une aire métallique tout à fait plane.

L'opération du planage est trop souvent négligée et pourtant il est de la plus grande importance que les tôles soient rendues parfaitement planes avant leur emploi. Car les calculs admettent qu'elles travaillent dans toutes leurs parties, ce qui n'arriverait pas si elles étaient gondolées. Toutes les lois admises pour la résistance à l'élasticité disparaissent, les parties planes subissent à peu près seules les efforts et les dimensions calculées ne sont plus suffisantes.

D'ailleurs le planage se fait d'une manière très-simple ; il s'opère à froid sur un tas rectangulaire en fonte à surface plane ayant, en général, une longueur de 800 millimètres, une largeur de 400 et une épaisseur de 200.

Le planeur fait glisser la tôle sur le tas et commande à un ou deux frappeurs qui redressent les endroits qu'il indique avec un petit marteau. Si la tôle a des dimensions trop fortes, on la fait glisser horizontalement à la hauteur du tas sur des rouleaux portés par des chevalets. L'équipe se compose alors d'un planeur et de trois ou quatre frap-

peurs suivant le degré de gondolement de la tôle. Le poids des marteaux employés varie entre 4 et 8 kilos. Les résultats obtenus diffèrent beaucoup.

Si les tôles sont de petite dimension, une équipe composée d'un planeur et d'un ou deux frappeurs, peut planer de 40 à 45 mètres carrés de tôle par journée de dix heures.

Si les tôles sont de forte dimension, une équipe composée de six hommes ne planera que 30 mètres carrés.

Dressage des cornières et fers à T. — Pour dresser les cornières on emploie des tas de forme spéciale. Ils sont évidés à leur milieu de façon qu'une partie de la cornière se trouve en porte à faux. C'est la partie sur laquelle on frappe. L'équipe se compose d'un dresseur et d'un frappeur; le dresseur tient la cornière par le bout et place sur le tas la partie à frapper.

Les cornières de $\frac{90}{90}$ et au-dessous, et les petits fers à T se dressent ainsi :

Une équipe composée d'un dresseur et de un ou deux frappeurs, peut dresser, en moyenne, de 70 mètres à 120 mètres. Le poids des marteaux varie entre 5 et 7 kilos.

Les cornières de $\frac{100}{100}$, les grands fers à T et les fers double T, se dressent au moyen d'un autre appareil. Cet appareil se compose d'un bâtis en forme de rectangle, supportant, à sa partie inférieure, un tas en fonte, et traversé, à sa partie supérieure, par une vis de fort calibre, mue par un levier.

Le tas en fonte porte, à ses deux extrémités, deux rouleaux sur lesquels on fait glisser le fer double T ou les cornières, et la vis manœuvrée à l'aide d'un levier simple ou double de 3 mètres de longueur, vient appuyer, par sa partie inférieure horizontale, sur le fer double T qu'elle force à prendre la surface horizontale du tas.

A l'aide de cette disposition, on utilise la force de

l'homme d'une toute autre manière. L'action, au lieu d'être instantanée, comme avec le marteau, est très-lente, et ce n'est qu'insensiblement que la pièce arrive à être dressée. Enfin, avec cet appareil on peut obtenir une pression pour ainsi dire illimitée; car elle dépend de la résistance du bâtis que l'on peut faire aussi solide que l'on veut; cela permet de dresser les fers double T de forte dimension presque aussi rapidement que les fers ordinaires.

On emploie généralement quatre hommes : deux pour faire glisser les fers et deux pour agir sur le levier. Ils dressent de 40 à 100 mètres en moyenne; pour dressage à la main et dressage à la machine, on peut admettre 60 mètres par équipe de trois hommes et par journée de dix heures.

2° *Traçage des trous.* — On peut diviser le traçage en deux parties :

Le traçage des tôles et fers plats.

Le traçage des cornières.

Traçage des tôles. — Ce travail comprend plusieurs opérations que nous allons examiner successivement.

Traçage de l'épure.

Confection des gabarits et calibres.

Application des calibres.

Traçage de l'épure. — L'épure se fait en général sous un hangar sur un plancher recouvert quelquefois d'une feuille de tôle. Ce plancher est supporté sur des trétaux en fer forgé et élevé de 80 centimètres environ au-dessus du sol; il doit être bien dressé en tous sens, de façon à ce qu'on puisse y dessiner exactement et sans difficulté.

On remet à un ouvrier spécial appelé traceur les dessins des pièces qu'il doit reproduire sur le plancher au moyen d'un style en acier; l'épure doit être faite grandeur d'exécution et dessinée d'après les règles de la géométrie.

Confection des gabarits et calibres. — On commence d'abord par faire un gabarit en zinc et ensuite un calibre en tôle exactement semblable à la pièce à fabriquer. Pour

faire le gabarit en zinc, on découpe une feuille de ce métal sur l'épure de façon à lui donner le profil de la pièce à exécuter. On trace ensuite sur cette feuille des lignes passant par l'axe des rivets qui doivent servir à l'assemblage de la pièce avec les autres parties du pont. Sur ces lignes on détermine par un pointage l'axe de chaque rivet et, au moyen d'un poinçon, on perce en chaque point déterminé un petit trou d'environ 1 millimètre de diamètre. On porte ensuite le gabarit en zinc sur une feuille de tôle et l'on y trace le contour à l'aide d'un style en acier. Puis, au moyen d'un poinçon qu'on place dans les trous percés dans la feuille de zinc, on reproduit sur la tôle un pointage donnant le centre de chacun des rivets.

On obtient ainsi une première feuille de tôle très-exactement tracée; c'est cette feuille qui sert à confectionner le calibre. On la porte à la cisaille, et en suivant les lignes tracées au moyen du gabarit en zinc, on découpe le contour de la pièce. De la cisaille on l'envoie à la poinçonneuse munie d'un poinçon du diamètre voulu pour percer les trous des rivets indiqués sur les dessins; on a soin de placer, aussi exactement que possible, chacun des points indiquant l'axe d'un rivet sur le milieu de l'outil servant à percer le trou.

Le poinçonnage ainsi terminé, on a un calibre en tôle plus solide que le gabarit en zinc qui servira à reproduire toutes les pièces qui lui sont semblables dans la construction du pont.

Application des calibres. — On applique le calibre sur les feuilles de tôle ayant passé au dressage; on a soin de le placer de façon à ménager la matière et à avoir le moins de rognures et de déchets que l'on pourra; cependant on doit aussi chercher à rendre le découpage facile et présenter à la cisaille la feuille de tôle sur sa largeur et en la faisant glisser parallèlement à sa plus grande dimension. On se contente d'abord de tracer les contours des pièces sem-

blables au calibre et on les découpe à la cisaille. On rapporte ensuite ces pièces sous le calibre où on les place à tour de rôle, de façon à ce que les arêtes de la pièce et du calibre coïncident parfaitement en tous sens et sur toute leur longueur. On a soin de rendre le contact du calibre et de la pièce parfait en maintenant les deux feuilles de tôle au moyen de deux serre-joints placés à chaque extrémité. On introduit alors dans chacun des trous du calibre un pointeau et on le frappe d'un coup de marteau. Ce pointeau a le diamètre des trous de rivets ; il porte en son milieu une pointe en acier qui, à chaque coup de marteau s'enfonce dans la tôle placée sous le calibre. Le centre de chaque rivet se trouve ainsi parfaitement repéré sur la pièce de fer et il ne reste plus qu'à la porter à la poinçonneuse et à y faire percer les trous en suivant le tracé qu'on vient d'exécuter.

On fait ainsi passer successivement les feuilles de tôle sous le calibre qu'elles doivent reproduire.

Traçage des cornières. — Le procédé est à peu près le même, seulement on trace les cornières en deux fois, en opérant d'abord sur une aile et ensuite sur l'autre.

On fait sur l'épure un gabarit en zinc donnant la coupe de l'aile à l'extrémité. Ce gabarit est percé de petits trous placés dans l'axe des rivets ; on fait passer le poinçon par ces trous et on les rapporte sur une bande de tôle. Cette tôle est, à son tour, percée de petits trous et elle sert de calibre pour les ailes des cornières semblables à fabriquer.

Le traçage des lignes de centre se fait avec un compas dont une des branches est plus grande que l'autre et s'appuie sur un des côtés de la cornière. En faisant glisser ce compas le long de la cornière, la pointe supérieure trace la ligne demandée ; on détermine alors la position exacte du premier centre, puis on y assujettit le premier trou d'un décamètre divisé en décimètres, et à chaque trou du décamètre correspondant à chaque décimètre on donne un coup

de pointeau si la distance qui sépare les centres des trous n'est pas d'un décimètre ou d'un multiple de décimètre, on les détermine à l'aide d'un compas.

3° *Perçage des trous.* — Le perçage des trous se fait soit à la mèche, soit à la machine à forer, soit à la machine à poinçonner.

La mèche s'emploie quand on a des trous à percer sur des pièces une fois montées.

La machine à forer sert à percer des trous dans les pièces en fonte ou dans les pièces de fer dont la résistance a été altérée par des opérations de forge, comme les cornières recourbées, etc., etc.

La machine à poinçonner s'emploie presque exclusivement à cause de la facilité et de la rapidité du perçage.

Nous ne donnerons que la description de cette dernière machine, parce que les deux précédentes sont très-connues et se trouvent dans tous les ateliers de serrurerie.

Le modèle que nous produisons (Pl. XXXIII) est d'un usage très-commode parce que la machine qui y est représentée peut, à volonté, fonctionner comme poinçonneuse et comme cisaille ; il suffit, en effet, pour la transformer en cisaille, par exemple, d'enlever la partie mobile $x'\ x\ k\ k'\ k''\ h''\ u'$ qui porte le poinçon proprement dit, et de la remplacer par une autre partie portant des lames de cisaille, ainsi que l'indique une vue de face donnée sur le dessin.

Description de la poiçonneuse. — Tout l'appareil repose sur un bâti en fonte B solidement établi.

Le mouvement est pris sur l'axe de couche de l'usine au moyen d'une courroie s'enroulant sur une poulie P. A côté de cette poulie, on a placé une poulie folle P′ pouvant recevoir la courroie lorsqu'on veut arrêter la machine à poinçonner. Sur le même arbre sont calés un volant V servant à régulariser le mouvement, et un pignon p commandant une roue d'engrenage R. Le volant est indispensable pour une machine dont le travail est aussi régulier ; on lui donne

un très-grand poids afin que la force accumulée permette à la machine de vaincre l'effort nécessaire pour le perçage des tôles sans altérer le mouvement.

La roue d'engrenage est calée sur l'arbre d'un excentrique *e* qu'elle met en mouvement ; l'excentrique *e* commande à son extrémité une manivelle e' e'' e''' e'''' articulée avec une pièce *f* décrivant dans son mouvement la ligne AC, de sorte qu'à chaque demi-tour de l'excentrique la ligne *ab* vient descendre en *cd* pour se relever au demi-tour suivant en *ab*.

La partie x' *x k* k' k'' h'' u', est mobile, et elle tombe et se relève successivement à chaque demi-tour de l'excentrique. Cette partie est assemblée sur le reste du bâti au moyen d'une queue d'aronde, de façon à pouvoir glisser et subir verticalement un mouvement de va-et-vient.

Un levier *tu* oscillant dans un plan vertical autour d'un appui *s*, permet de faire mouvoir dans un plan horizontal une tige *t* t' ; cette tige porte à son extrémité un tasseau T qui se loge dans la cavité *b* b' d' *d*, ou dans la cavité *a b d c* suivant que le levier est dans l'une ou l'autre de ces positions extrêmes.

Nous allons successivement considérer ces deux cas.

Lorsque le tasseau T est dans la cavité *b d* d' b' la pièce *f* est animée d'un mouvement vertical suivant *ac*, ainsi que nous l'avons dit plus haut, et la ligne *ab* vient s'appliquer sur *cd*. Dans cette position l'outil perçeur *o* n'a que le mouvement commun à toute la partie x' *x k* k' k'' h'' u' mobile de l'appareil, et il n'arrive qu'à la surface d'une tôle qui aurait été disposée pour le perçage en la plaçant horizontalement sur la pièce *q* ; il ne se produit donc aucun travail.

Si maintenant on vient à ramener le levier dans la position qu'il occupe sur le dessin, le tasseau T vient dans la cavité *a b c d* sous la pièce *f* ; la ligne *ab* ne pouvant plus descendre en *cd* puisque le tasseau remplit la cavité, toute

la course de l'appareil se trouve augmentée d'une longueur *ac* et l'outil perceur, qui n'arrivait, dans le premier cas, qu'à la surface de la tôle, doit maintenant la pénétrer.

C'est cette disposition qui est appliquée dans presque toutes les poinçonneuses. D'une manière générale elle permet, à un moment donné, d'augmenter la course de l'outil au moyen d'une cale ou d'un tasseau qu'on peut introduire à volonté dans l'appareil.

Opération du poinçonnage. — Le levier étant placé dans la position inverse de celle qu'il occupe sur le dessin, l'ouvrier dispose de chaque côté de la poinçonneuse des tréteaux à hauteur de la pièce *q*. Il place sur ces tréteaux la tôle à percer et il la mène sous le poiçon en la faisant glisser jusqu'à ce qu'il ait placé le poinçon au-dessus d'un des points de repère du traçage. Alors la poinçonneuse fait venir le levier dans la position figurée au dessin de façon à ce que le tasseau T soit placé sous la pièce *f* conduite par l'excentrique, et le perçage a lieu.

Aussitôt le trou percé, il fait glisser la tôle pendant que l'outil est levé et la place dans une position telle que l'outil, en retombant, vienne percer un nouveau trou indiqué dans le traçage ; s'il a besoin d'arrêter le perçage pour quelques instants, afin de manier sa tôle, il fait venir son levier dans la position inverse ; le tasseau T se retire du dessous de la pièce *f* et le perçage est interrompu.

Le poinçon et la matrice sont en acier trempé. Pour obtenir de bons résultats, c'est-à-dire des trous cylindriques, sans bavures, on est obligé de les changer assez souvent. Leur travail est, du reste, assez variable; certains poinçons ne percent que mille trous; d'autres peuvent percer jusqu'à quatre mille trous sans réparation. Il est important que le diamètre de la matrice soit de 1 millimètre plus grand que celui du poinçon et que le trou de la matrice soit conique afin de faciliter la dégagement de la rondelle. Enfin il arrive souvent qu'il est plus avantageux de placer deux ouvriers

à la poinçonneuse ; cela a lieu surtout lorsque l'on travaille des tôles larges, pesantes et difficiles à faire glisser. Il est alors gênant pour l'ouvrier de faire mouvoir à la fois son levier et sa tôle, et il est préférable de lui donner un aide. Les deux ouvriers se placent alors de chaque côté de la feuille de tôle, et l'un d'eux se tient à proximité du levier de manière à le faire mouvoir lorsque cela est nécessaire.

La poinçonneuse peut percer huit à neuf cents trous par journée de dix heures. La machine à forer ne demande qu'un perceur, et fait, en moyenne soixante-quinze trous par jour, tandis qu'un serrurier, avec son vilebrequin ne percerait guère que trente trous par jour.

En terminant, nous devons faire une remarque importante relative au poinçonnage des cornières. Par suite du refoulement de la matière, la cornière au perçage augmente de longueur ; nous avons fait des expériences sur des cornières parfaitement dressées et sur des cornières non dressées. Les cornières non dressées s'allongent beaucoup ; une cornière de 6 mètres de longueur augmente de 6 millimètres ; une cornière identique parfaitement dressée avant le perçage se contourne sous l'action de la machine à poinçonner, mais redressée de nouveau elle ne présente qu'un allongement de moins de 1 millimètre. Aussi doit-on avoir le soin de dresser parfaitement les cornières avant de les soumettre au perçage.

Cisaillage et burinage. — L'outil dont nous avons déjà donné la description précédemment en parlant de la poinçonneuse, est d'un usage très-courant. Aussi la machine à poinçonner devient-elle, par une simple transformation, machine à cisailler. A cet effet, le porte-poinçon reçoit à sa partie supérieure un des couteaux de la cisaille ; l'autre est porté par le bâti de la machine. Ces deux couteaux sont en acier trempé. Un ouvrier très-exercé découpe ainsi très-exactement les tôles d'un pont métallique, et si les pièces dépassent parfois les dimensions exactes, on enlève

l'excédant au burin, soit avant, soit après le montage partiel.

Nous ne parlons pas des machines à raboter, attendu que ces engins sont très-chers et que nous ne les croyons pas indispensables dans une installation de la nature de celle qui nous occupe. D'ailleurs, l'opération du rabotage, qui peut être utile dans beaucoup de circonstances, est moins nécessaire pour la construction d'un pont, où l'on met toujours un nombre de rivets plus considérable qu'il ne faut pour assurer la résistance des assemblages sans s'occuper du contact des abouts des tôles.

Les cornières sont recoupées à l'aide d'une tranche, soit à chaud, soit à froid ; leurs extrémités sont burinées et affranchies à la meule.

Forgeage. — Quand les cornières ou fers plats sont obligés d'épouser des surfaces qui ne sont pas dans le même plan, on leur donne la forme voulue aux ateliers de forge, à l'aide de matrices en fonte. Ce travail nécessite un forgeur et un frappeur habiles.

Montage provisoire des ponts métalliques. — Il y a, en réalité, deux montages à faire à l'atelier : le premier de ces montages n'est qu'un assemblage des pièces à l'aide de boulons, avant de les présenter à la machine à river ; le second montage a lieu après la rivure. C'est pour ainsi dire un ajustage destiné à s'assurer que les pièces s'ajustent bien les unes avec les autres et qu'elles peuvent être envoyées sur place sans crainte d'avoir à y retoucher au montage définitif.

L'atelier de montage doit être, autant que possible, couvert et suffisamment grand pour contenir des ponts ou des travées de ponts tout entières. Il sera desservi par des voies sur lesquelles roulent les grues et les chariots destinés au transport des différentes pièces. Ces voies doivent desservir les cisailles et poinçonneuses et surtout faciliter les transports de la riveuse à l'atelier de montage. Pour le trans-

port des grosses pièces, il est très-commode d'avoir un échafaud roulant muni d'un treuil ; cet échafaud peut habituellement porter jusqu'à vingt tonnes. Il se compose d'un cadre en tôle reposant sur une charpente en bois formant chariot roulant. Cet échafaud porte à sa partie supérieure un treuil construit suivant les dispositions ordinairement adoptées pour le bardage des matériaux dans les grands ponts en pierre, c'est-à-dire que le treuil peut être animé d'un mouvement transversal pendant que le chariot a un mouvement longitudinal sur le cadre en tôle. Enfin l'échafaud général est aussi mobile et roule sur deux rails posés sur le sol. Il repose sur six roues et il est mis en mouvement au moyen de quatre manivelles et d'un système d'engrenage commandant quatre de ces roues. Les deux autres roues, placées au milieu du bâti, ne sont point des roues motrices ; elles n'ont d'autre but que de supporter le bâti et de rapprocher les points d'appui qu'il a sur le sol.

Le montage d'un pont peut se faire entre les deux rails portant l'échafaud, et si la machine à river est placée au bout de la voie, comme nous l'avons indiqué (Pl. XXXI), tous les transports peuvent se faire au moyen de cet engin. En effet, supposons qu'on veuille transporter une pièce à la riveuse après l'avoir préalablement assemblée au moyen de boulons et mise en place dans le pont, on commence par l'attacher à la chaîne du treuil qu'on a fait mouvoir de façon à la faire venir au-dessus de la pièce. On enlève les boulons qui la retiennent au reste du pont et on la soulève à l'aide du treuil. On fait ensuite mouvoir l'échafaud roulant sur les rails, et il emporte la pièce jusqu'à la riveuse.

On se sert aussi de grues roulantes pour le même usage, mais elles sont moins commodes que l'échafaud en ce sens qu'on ne peut facilement démonter le pont que sur les côtés et par les extrémités, tandis qu'avec l'échafaud roulant on peut prendre une pièce quelconque du pont placé entre les deux rails.

Cette machine sert aussi à faire les pesées ; il suffit pour cela d'intercaler une romaine entre la chaîne du treuil et le crochet servant à attacher la pièce pour la soulever. On déduit ensuite le poids de la chaîne ou du crochet placé sous la romaine ou, ce qui est plus commode, on le tare avant de commencer la pesée. Le montage se fait en général sur des tréteaux en fer placés de niveau à environ 80 centimètres au-dessus du sol. On commence par présenter toutes les pièces et par les assembler avec des boulons. On examine alors avec soin si les trous de rivets percés à la poinçonneuse coïncident bien les uns avec les autres ; lorsque ces trous ne se trouvent pas parfaitement dans le même axe, on y passe l'alésoir. On est aussi obligé tantôt de buriner quelques pièces qui ne s'ajustent pas toujours très-bien avec les pièces voisines, tantôt de le redresser, car il est important d'examiner préalablement si toutes les surfaces s'appliquent bien les unes sur les autres avant de commencer le rivetage.

On démonte ensuite le pont, mais en enlevant seulement les boulons qui retiennent les principales pièces les unes aux autres. Ainsi, par exemple, on démonte une pièce de pont, mais on se garde bien d'enlever les boulons qui assemblent les cornières de cette pièce de pont avec elle ; en un mot, on doit démonter le pont par parties de façon à poser le plus de rivets qu'il sera possible à l'atelier.

Lorsque le rivetage est terminé, on rapporte au montage et on présente de nouveau les pièces en burinant pour les ajuster si cela est nécessaire. Il est même quelquefois utile d'en redresser un certain nombre, le rivetage ayant produit une très-légère courbure suffisante pour empêcher un bon ajustage. Le montage terminé, on numérote les pièces en leur mettant des lettres de repère pour qu'on n'éprouve pas de difficulté, à la mise en place, à retrouver leur situation relative. On démonte, ensuite on pèse et on expédie à pied d'œuvre.

Rivure. — Les ateliers de rivure doivent être disposés de façon à pouvoir amener commodément à la machine les pièces qui devront être rivées et à pouvoir les éloigner ensuite avec la même facilité.

Comme ces pièces sont, en général, lourdes, il est utile d'avoir des engins spéciaux pour leur transport. On amène, ainsi que nous l'avons dit précédemment, les diverses pièces au moyen de grues et de chariots roulants sur des voies desservant tout l'atelier. Ces pièces, arrivées auprès de la machine, sont supportées à la hauteur convenable à la chaîne d'un treuil roulant sur la charpente du hangar où est établie la riveuse. Ce treuil peut être soumis à deux mouvements perpendiculaires l'un à l'autre, l'un transversal et l'autre longitudinal. Par ce moyen on peut amener la pièce dans la position exacte où elle doit être pour que la bouterolle de la machine à river puisse effectuer son travail ; les deux mouvements du treuil peuvent être donnés à la volonté des riveurs à la pièce qu'ils dirigent avec deux chaînes descendant à leur hauteur et passant sur des roues commandant la manœuvre du treuil. Le mouvement vertical est donné à l'aide des palans Wilson ; on emploie un, deux ou trois palans suivant les dimensions des tôles et la forme des pièces.

Il est donc nécessaire d'avoir plusieurs ouvriers auprès de la machine, et leur nombre est d'autant plus grand que la pièce est plus lourde et plus difficile à remuer ; en général, ils sont au nombre de trois. Deux d'entre eux sont occupés à diriger la pièce et le troisième manœuvre le levier de la machine. Un enfant leur sert d'aide et va chercher les rivets au four, pour les placer ensuite dans leur position définitive.

Quelquefois, au lieu de suspendre la pièce, on la fait glisser sur des rouleaux ; mais lorsque cela est possible, il est toujours beaucoup plus avantageux d'avoir recours à la première méthode. Il faut avoir le four à rivets auprès

de la machine, afin qu'un seul aide puisse suffire à les apporter et que leur température n'ait pas le temps de s'abaisser pendant le parcours.

Rivure à la main. — Nous n'avons décrit jusqu'à présent que la rivure à la machine, parce que c'est la plus importante pour la rivure des ponts métalliques et qu'on doit avoir soin de placer à cette machine le plus grand nombre de rivets possible. Toutefois il y a certaines pièces que l'on ne peut pas river complétement à la machine ; il faut donc avoir un emplacement pour les équipes de riveurs à la main. Une équipe de riveurs se compose de trois hommes et d'un enfant : le riveur, le frappeur et le teneur d'abatage. L'enfant est employé au chauffage des rivets sur une forge volante. Le rivet au rouge blanc est jeté au riveur et introduit par le frappeur dans le trou parfaitement alésé dans lequel il doit entrer sans beaucoup de difficulté et se trouver parfaitement perpendiculaire à la surface de la tôle ; puis il place la tête du rivet dans une bouterolle fixée, suivant le cas, soit à un truc, soit à un levier d'abatage.

Le riveur et le frappeur, à l'aide de marteau d'un poids de 4 kilog., frappent alors sur les tôles pour les amener parfaitement en contact, puis écrasent la tête du rivet le plus régulièrement possible et achèvent de lui donner sa forme à l'aide d'une bouterolle fixée à un manche que tient le riveur et sur laquelle l'ouvrier frappe avec un marteau de 7 à 8 kilogrammes.

Le rivet a été bien posé quand :

1° Les têtes sont concentriques avec l'axe ;

2° Les têtes ne présentent ni gerçures ni fentes ;

3° Il n'existe pas de vide entre les tôles et les têtes de rivets ;

4° Les têtes sont parfaitement hémisphériques, et par suite, quand il n'y a pas eu manque de matière.

Une équipe de riveurs peut poser deux cents rivets par journée de dix heures.

Rivure à la machine. — La rivure à la machine est bien préférable à la rivure à la main. Le serrage des tôles et l'écrasement des têtes des rivets s'effectue beaucoup mieux, et l'on ne peut, comme à la main, dissimuler les rivets brûlés. Seulement par ce procédé la rapidité de consommation des rivets est beaucoup plus grande; il faut organiser des moyens spéciaux de chauffage. On a employé à cet effet des fours à réverbères ordinaires dont la construction est connue de tout le monde. Les rivets reposent sur la sole et sont traversés par la flamme que l'on renverse autant que possible, dans son passage du foyer à la cheminée. Cette flamme ne doit pas être oxydante ; aussi place-t-on le foyer très-bas afin d'avoir une épaisseur de charbon d'au moins 40 centimètres. Tout l'oxygène de l'air est alors brûlé et on a une flamme renfermant beaucoup de carbonate et par suite désoxydante.

Machine à river. — La machine à river est représentée dans la planche n° XXXII. En voici les dispositions principales.

Une courroie prend le mouvement sur l'arbre de couche de l'usine et le transmet à la poulie P′ ; sur le même arbre que cette poulie sont calés une poulie folle P, un volant V et un pignon *p*.

Le pignon *p* commande une roue d'engrenage R calée sur l'arbre d'un excentrique donnant le mouvement horizontal alternatif à la bouterolle *b*.

Le mouvement de la bouterolle peut être augmenté dans sa course par l'introduction d'un tasseau en fer venant s'intercaler dans une cavité disposée à cet effet ; ce tasseau est manœuvré par l'ouvrier riveur au moyen du levier *l* articulé en *t* avec une tige horizontale qui sert à le conduire ; ce levier est mobile autour de la tige *a a′* lui servant de point d'appui. De l'autre côté et vis-à-vis de la bouterolle

est disposée une pièce désignée par les ouvriers sous le nom de *nez* et remplissant les fonctions de truc dans la riveuse. C'est cette partie qui supporte le choc de la bouterolle où se fait la rivure.

Toute la machine est solidement installée sur un bâti en charpente ; mais elle n'est point fixée à la base, car les chocs auxquels elle est constamment exposée détruiraient les meilleures fondations et détérioreraient la riveuse elle-même.

Pour river une pièce on l'amène au moyen du treuil auquel elle est suspendue entre la bouterolle *b* et l'étampe *e* ; on place le rivet sortant du four dans le trou fait à la poinçonneuse ; l'ouvrier pousse alors le levier *l*. La bouterolle *b*, dont la course se trouve allongée, vient frapper l'extrémité du fer rouge du rivet et lui donne la forme qu'il doit avoir définitivement.

Les rivets ainsi posés ont quelquefois besoin d'être matés, car il peut arriver que le coup frappé par la bouterolle ait été donné légèrement de côté et qu'il n'y ait pas lieu de rejeter complétement le rivet. On reconnaît surtout la bonne qualité de la rivure en sonnant chaque rivet. Le son doit être plein et le même d'un rivet à l'autre. Il faut aussi que l'aspect des rivets soit satisfaisant et qu'il ne soit ni gercé ni criqué, ce qui indiquerait ou la mauvaise qualité du fer ou la température trop froide qu'il avait au moment de la rivure.

Montage à pied d'œuvre. — Ainsi que nous l'avons dit précédemment, les pièces préparées à l'atelier de construction sont amenées à pied d'œuvre pour y être assemblées définitivement.

L'ajustage définitif et le mode employé pour cette opération varient beaucoup avec le constructeur et l'ouvrage considéré. Toutefois, depuis ces dernières années, il s'est introduit dans cette partie de la construction un perfec-

tionnement considérable qui tend beaucoup à se généraliser à cause de l'économie qu'il procure.

Nous voulons parler de ce que l'on désigne par lançage des ponts.

» Cette méthode consiste, en effet, d'une manière générale à construire entièrement le pont sur la plate-forme environnante et à le lancer en place comme on lance un navire à l'eau. Elle s'emploie même plus facilement que dans ce dernier cas; car il est rare que l'on ne soit pas obligé d'amarrer le pont à des verrins et de le tirer pour le faire glisser sur des rouleaux qui doivent servir à le diriger. Les verrins employés sont généralement des verrins hydrauliques dont la force varie de 60 à 100 tonnes et dont le prix ne s'élève pas à plus de 1 000 francs.

On conçoit sans peine l'économie considérable qu'il y a à opérer de cette manière, surtout lorsqu'il s'agit de mettre en place des viaducs dont la hauteur au-dessus du sol s'élève à 40, 60 et même 90 mètres, pour lesquels il faudrait construire des échafaudages d'un prix énorme. Pour s'en faire une idée, il suffira de remarquer que pour des hauteurs communes de 20 mètres le prix de l'échafaudage et du bardage des tôles s'élève souvent à 80 francs par tonne, tandis que l'on peut lancer en place le même poids de métal pour 10 ou 12 francs, c'est-à-dire sept fois moins.

Ainsi pour le pont métallique de Bordeaux, si nous avions connu le système du lançage en 1858, au moment où nous l'avons exécuté, au lieu de payer 3 000 tonnes 240 000 francs d'échafaudage environ, nous aurions pu probablement faire le lançage pour 30 000 francs. Cet exemple, pris sur un de nos principaux ouvrages suffira pour indiquer au constructeur l'importance de cette nouvelle manière de faire.

Prix de revient de main-d'œuvre des tabliers métalliques. — Nous terminons ce chapitre en donnant d'après les attachements pris dans une de nos dernièrss opérations et se

rapportant à un ouvrage d'importance moyenne, soit à un poids de 250000 kilog., le prix de revient de chacune des opérations d'un travail bien conduit.

	PRIX	
	de revient.	par kilog.
	francs	
1° *Planage des tôles.*		
Il y avait 1950 mètres carrés à planer; on y a employé 65 journées d'équipe à 18^{f} l'une, soit. . . .	1170	0.0046
2° *Dressage des cornières et fers à* T *et double T.*		
7470 mètres courants à dresser ont nécessité 125 journées d'équipe à 9^{f}, soit.	1125	0.0045
3° *Perçage* (3 procédés).		
A la main : 800 trous nécessitant 20 journées de perceur à 4^{f}.50, soit.	90	0.0003
A la machine à forer : 5000 trous demandant 66 journées d'ouvriers à 3^{f}.	198	0.0007
A la machine à poinçonner : 103000 trous utilisant 129 journées d'équipe à 7^{f}.	903	0.0036
4° *Rivure* (2 procédés).		
A la main : 20000 rivets ayant employé 200 journées d'équipe à 10^{f}.50.	2100	0.0084
A la machine : 42000 rivets posés par 70 journées d'équipe à 12^{f}.	840	0.0033
5° *Traçage.*		
292000 trous pour 146 journées à 4^{f}.	584	0.0230
6° *Burinage.*		
Environ 400 journées à 3^{f}.50.	1400	0.0056
7° *Forgeage.*		
100 journées d'équipe à 16^{f}.	1600	0.0064
8° *Montage.*		
Le montage a nécessité près de 700 journées d'ouvriers à 4^{f}.	2800	0.0112
9° *Contre-maître.*		
180 journées à 7^{f}.	1260	0.0050
10° *Bardage des matériaux.*		
Pour les chargement, déchargement, transport des tôles au perçage, à la machine à river, au pesage, etc., etc., 1440 journées de manœuvres à 3^{f}.	4320	0.0172
Total.	18390	0.0731
Réparations d'outils; dépense de charbon.	1910	0.0069
Total général.	20300	0.0800

Soit, en chiffres ronds, une dépense de 20000 fr. répartie sur un poids de fer de 250000 kilos, ce qui donne pour chaque kilogramme une dépense de $0^f,08$ ou de 8 fr. par 100 kilos.

Ce prix peut être considéré comme une bonne moyenne que l'on peut admettre pour le prix de revient brut dans une installation toute faite. Les constructeurs ont l'habitude d'y ajouter 7 fr., soit 15 fr. par 100 kilos pour prix total, comprenant leurs frais généraux, l'amortissement de leur matériel et leur bénéfice.

HUITIÈME SECTION

PIÈCES ANNEXES

HUITIÈME SECTION

PIÈCES ANNEXES

Pour faciliter la composition immédiate d'un dossier d'adjudication, nous reproduisons ci-dessous le devis et cahier des charges que nous avons généralement adopté pour la pose et la confection des ponts et viaducs métalliques.

CHAPITRE Ier.

CONDITIONS GÉNÉRALES.

ART. 1er. — *Objet de l'entreprise.* — Le présent devis a pour objet la fourniture et la pose de toute la partie métallique entrant dans la construction des ponts en fer à établir pour

Il comprend, en outre, la fourniture des bois, la façon et la pose des planchers de ces ouvrages qui sont consignés dans le tableau ci-après :

DÉSIGNATION des ouvrages.	POSITION des ouvrages.	ANGLE d'inclinaison.	OUVERTURE entre les culées		OBSERVATIONS.
			normale.	suivant le biais.	

Le travail confié à l'adjudicataire consiste à fournir et fabriquer, conformément aux dessins qui lui seront remis et aux indications ci-après, toute la charpente en fer du tablier, poutres, contreventement, garde-corps, supports du tablier, plancher, ainsi que tous les accessoires, à en effectuer le transport et la mise en place, sans que la compagnie ait rien à lui fournir, ni apparaux, ni ponts de service, ni échafaudages quelconques ; toutes dépenses nécessaires à cet effet devant rester à la charge de l'entrepreneur et étant comprises dans les prix du kilogramme.

L'entrepreneur devra, en outre, pour les ponts reposant sur des glissières, asseoir ces glissières, les sceller et caler au plomb, régler le calage des poutres au moyen de coins, les garnir d'huile, et, pour les autres ponts,

river les poutres sur leurs appuis en fer à double T et fixer ceux-ci dans leurs coussinets, en un mot livrer les ponts entièrement terminés, à l'exception toutefois des maçonneries des culées, des rails et coussinets de la voie, les fers et les fontes devant recevoir avant la pose deux couches de minium dont le prix est payé dans celui du kilogramme. Ils recevront après la pose deux couches de teinte dont le prix est également compris dans celui du kilogramme. Les bois seront enduits de trois couches de coaltar.

ART. 2. — *Conditions générales du travail.* — En résumé, les conditions sont les suivantes :

L'entrepreneur devra livrer à la compagnie les ponts désignés ci-dessus, le tout complet sauf les réserves spécifiées à l'article précédent et de manière à donner une construction en place définitive et irréprochable; à cet effet, toutes les fournitures, main-d'œuvre, apparaux et échafaudages, outils et machines devront être fournis par ledit entrepreneur, la compagnie se réservant seulement l'exécution des maçonneries des culées et la pose de la voie.

L'entrepreneur est seul responsable de la construction et de la solidité des ouvrages qu'il aura exécutés, la compagnie ne prenant la responsabilité que de la solidité des maçonneries des culées.

Tous les ouvrages seront établis conformément aux dessins cotés et détaillés qui seront remis à l'entrepreneur par les ingénieurs de la compagnie. Dans le cas où le constructeur jugerait à propos d'apporter quelques modifications dans les dispositions adoptées, il serait tenu de les soumettre préalablement à l'approbation de la compagnie, sous peine de voir rejeter les pièces modifiées.

Cette approbation n'atténuera en rien la responsabilité du constructeur.

La compagnie pourra adopter en cours d'exécution toutes les modifications qu'elle jugera convenables sans rien changer aux conventions du présent cahier des charges; seule-

ment, s'il y avait lieu à supplément de prix, indeminté ou prolongation de délai, il devra en être fait au préalable estimation.

Toute réclamation faite après l'exécution ne sera pas accueillie.

CHAPITRE II.

QUALITÉS, PROVENANCE ET MISE EN OEUVRE DES MATÉRIAUX.

ART. 3. — *Qualité de la fonte.* — La fonte devra être de la meilleure qualité, elle présentera dans sa cassure un grain gris, serré et régulier et avec arrachement; elle sera exempte de gerçures, gravelures, soufflures, gouttes froides et autres défauts susceptibles d'altérer sa résistance et la netteté des formes des pièces. Elle devra être à la fois douce et tenace, facile à entamer au burin et à la lime, susceptible d'être refoulée au marteau; elle devra prendre peu de retrait au moulage, et pour la résistance, comme sous tous les autres rapports, être égale aux meilleures fontes de moulage anglaises.

Elle ne devra pas rompre à l'écrasement sous une charge de 65 kilogrammes par millimètre quarré de section, et devra pouvoir, sans altération aucune, résister à une charge de 16 kilogrammes également par millimètre quarré de section.

La fonte devra, à la flexion, résister à un effort de 26 kilogrammes par millimètre quarré.

La compagnie aura le droit de faire par pression ou par traction directe, ou par flexion, avec poids morts, ou par chocs, toutes les épreuves qu'elle jugera convenables sur des barreaux ou pièces fondues à chaque coulée, de manière à apprécier, sous tous les rapports, la qualité des ontes.

ART. 4. — *Qualité des fers et tôles.* — Tous les fers seront corroyés, doux et non cassants, malléables à chaud et à froid, leur cassure présentera une texture à nerf ou à grain fin et homogène.

Ils seront parfaitement laminés, sans pailles, criques ou autres défauts, leurs surfaces seront nettes et sans trace d'oxyde. Tous ces fers devront pouvoir supporter, à la traction, une charge de 30 kilogrammes par millimètre quarré de section, sans se rompre, et de 15 kilogrammes également par millimètre quarré de section, sans éprouver d'altération.

Les tôles devront être d'une qualité au moins égale ou supérieure à celles employées généralement dans la fabrication des chaudières de machines à vapeur; celles de qualités inférieures seront refusées. Elles seront parfaitement laminées et très-bien soudées, sans pailles, stries, gerçures ou manque de matière.

Les tôles aigres, à nerf fouillé, qui se fendraient ou s'ouvriraient sous le poinçon, ou qui se déchireraient quand on voudrait les courber, infléchir ou cisailler, seront également refusées. Dans le travail à la machine à percer, à la machine à raboter ou à la cisaille, la tôle devra présenter, dans sa tranche, une coupe grasse.

Les feuilles devront être planes, à cet effet elles seront dressées au tas avec des marteaux. Leur exactitude, sous ce rapport, sera l'objet d'une vérification rigoureuse.

Les fers cornières à T, ou de toute autre forme, employés dans la construction, seront de qualités bonnes, susceptibles de se plier à froid comme à chaud, et d'être facilement travaillés à la forge, au poinçon et à la machine à percer, le tout sans gerçure ni altération.

Ils seront laminés, parfaitement droits et réguliers (et seront dressés sur des tas en fonte ayant en creux la forme des fers).

Les fers pour garde-corps et main-courante pourront

être de seconde qualité, non cassant à froid. Ces fers seront parfaitement dressés après le laminage.

Les rivets seront en fer de même qualité que celui employé pour les rivets des chaudières de locomotives. Ce fer sera ductile et tenace et présentera sous le rapport du nerf, de la finesse et de la propreté, toutes les apparences du fer le plus résistant.

Les rivets doivent être obtenus en un seul coup de la machine à étamper, sans que le fer ait été surchauffé ou brûlé.

Les formes et les dimensions des rivets seront exactement conformes aux dessins qui seront remis aux fournisseurs.

Les têtes seront bien centrées et d'équerre à la tige, celle-ci sera droite et d'un diamètre uniforme avec une tolérance de 1 millimètre en plus sous la tête.

En conséquence les matrices, étampes et bouterolles servant à la fabrication et à la pose des rivets, des boulons, etc., seront renouvelés aussi souvent qu'il sera nécessaire.

Les fers pour rivets et boulons seront capables de supporter les épreuves suivantes, auxquelles ils seront soumis.

1° Pour s'assurer de la résistance transversale, des bouts seront ployés sous un angle de 45°. et ces fers, redressés à froid, ne devront présenter ni cassure, ni criques, ni aucune détérioration.

2° Pour constater la résistance à la rivure, on rivera à chaud, et le fer devra s'étaler uniformément, sans se fendiller et sans qu'aucune parcelle s'en détache. La rivure faite, les têtes ne devront jamais se détacher, quels que soient les chocs auxquels on soumettra les tôles autour des rivets.

Les boulons seront en fer lamine de première qualité.

Les fers pour boulons devront pouvoir supporter deux séries d'épreuves.

1° On éprouvera la résistance transversale des fers, comme il a été dit plus haut pour les fers de rivets.

2° Dans la seconde épreuve qui sera faite sur les boulons fabriqués, on courbera le boulon à froid sur une enclume, jusqu'à rupture pour s'assurer que le fer n'est pas cassant et qu'il présente une contexture convenable.

Art. 5. — *Qualité du plomb.* — Le plomb employé pour scellement pourra être vieux; il sera bien épuré, ni graveleux, ni terreux.

Le plomb laminé sera de la meilleure qualité, bien épuré, uni et doux, sans cassure ni gerçure.

Art. 6. — *Qualité des bois.* — Toutes les pièces du plancher seront en chêne du pays, complétement exempt d'aubier et de défauts, sans échauffures, roulures, gélivures et nœuds vicieux. Les arêtes seront vives, seulement on tolèrera les flaches de 3 centimètres, mesurées suivant la flache et pour deux arêtes seulement et en dehors des points d'appui.

Art. 7. — *Peinture.* — Les couleurs seront bien broyées et détrempées à l'huile de lin, elles seront de la meilleure qualité.

On n'emploiera pour les blancs que le blanc de zinc. L'huile sera celle de lin parfaitement épurée et cuite avec un vingtième de son poids de litharge.

Les mélanges pour la composition des couleurs seront faits sous la surveillance d'un agent préposé par l'ingénieur. Les matières colorantes seront parfaitement broyées et non infusées. Elle seront broyées et lavées à l'eau, puis rebroyées à l'huile. Toutes fraudes reconnues sur la qualité des matières, sur les dosages ou sur le nombre des couches appliquées, entraîneront de plein droit le rejet de toutes les peintures ou de toutes les préparations qui les auraient précédées.

Les blancs à l'huile seront composés de cinq parties en poids de blanc de zinc et d'une partie d'huile de lin rendue siccative.

Les tons seront essayés avant l'emploi, et les proportions seront au besoin modifiées d'après cet essai.

ART. 8. — *Enduit.* — Le coaltar qui sera employé pour recouvrir les bois, proviendra de la distillation du goudron tel qu'il sort de l'usine à gaz et sera purgé d'huile essentielle, il sera pur et liquide mais seulement autant qu'il sera nécessaire pour l'étendre avec la brosse à long manche.

ART. 9. — *Épreuves des matériaux, surveillance de la fabrication et des provenances.* — L'ingénieur de la compagnie indiquera en temps utile les détails des épreuves auxquelles les matériaux devront être soumis pour reconnaître s'ils satisfont aux conditions prescrites. Ces épreuves seront faites par les soins de la compagnie, aux frais du constructeur qui devra fournir les appareils nécessaires et les pièces spécialement préparées pour les essais; le tout à ses frais et conformément aux instructions de l'ingénieur de la compagnie.

L'entrepreneur devra faire connaître à ses fournisseurs de fers et fontes les clauses stipulées dans le présent cahier des charges relativement à la qualité des matières et réserver pour les agents de la compagnie les droits définis au présent cahier des charges.

Il devra faire connaître les usines auxquelles il voudrait faire les commandes et justifier par les marques de fabrique et par les traités passés avec ces usines, de la provenance des matériaux employés.

Il donnera copie à l'ingénieur de la compagnie des traités dans lesquels il aura fait aux fabricants la commande des matières employées par lui. Ces communications reproduiront toutes les conditions du marché, à l'exception de celles relatives aux prix et aux payements.

ART. 10. — *Travail des fers, tôles et fontes.* — L'ajustage sera fait de la manière suivante :

Les tôles et fers spéciaux seront parfaitement dressés et coupés carrément.

Les tranches des côtés découverts des tôles et couvre-joints seront dressés de manière à présenter des lignes régulières.

Les rencontres de cornières suivant des angles déterminés, devront être parfaitement régulières, et le travail rogné au burin après l'assemblage.

Les tranches seront franches sur toute l'épaisseur et ne devront présenter aucune déchirure, ni manque de matière.

Les tranches de toutes les pièces, tôles, fers, cornières, etc., dans les parties où les jonctions bout-à-bout devront avoir lieu, seront dressées à la machine à raboter de manière à assurer sur toute la surface du joint, un contact parfait. Aucun dressage, aucun travail au burin ne pourra tenir lieu du rabotage. On devra adoucir à la lime les arêtes des feuilles de tôle, après l'affranchissement par cisaille, afin qu'aucune irrégularité n'empêche la parfaite juxta-position des couvre-joints.

Des axes mathématiques déterminés par des coups de pointeau seront établis au milieu de chaque feuille de tôle, et serviront à repérer exactement les lignes de rabotage et les alignements des trous.

Les cornières, fers à T et autres seront pliés sur des calibres en fonte; pour éviter de brûler les fers, on devra les chauffer autant que possible au four et non à la forge.

Les pièces de fonte formant les glissières et coins placés sur les maçonneries seront exactement rabotées pour assurer un contact parfait sur toute l'étendue des joints; celles servant de simple support seront seulement dressées et ébarbées avec soin.

Les boulons seront fabriqués avec le plus grand soin et parfaitement calibrés et tournés.

Le filetage des boulons et le taraudage des écrous devront être nets, soignés et bien uniformes. Les boulons dont le filet serait égrené seront refusés. Les pas de vis seront conformes aux modèles agrées par la compagnie.

Les boulons servant à l'assemblage des métaux entre eux seront exactement cylindriques sur toute leur étendue. Les têtes et les écrous seront à six pans. Les boulons servant à assembler les charpentes sur les pièces en fer ou en fonte des tabliers, seront à tête carrée et les écrous à six pans.

Les fers pour garde-corps seront parfaitement dressés et auront exactement les formes prescrites.

Les divers assemblages seront faits avec le plus grand soin et aussi solidement que possible.

Les garde-corps, une fois posés, devront être rigides.

ART. 11. — *Perçage et rivure.* — L'entrepreneur devra, pour le diamètre et l'espacement des rivets, se conformer exactement aux dessins d'exécution.

Le perçage de toutes les pièces devra être fait d'une manière régulière. Les fers percés seront complétement ébarbés de deux côtés, de façon à ce qu'ils puissent s'appliquer parfaitement les uns sur les autres.

Le perçage des tôles cornières, fers spéciaux, couvre-joints, fontes et en général toutes les pièces répétées plusieurs fois dans la construction du pont, sera fait, autant que possible, mécaniquement.

Pour vérifier la dimension des tôles, l'alignement des trous de rivets et leur diamètre, il sera fait, toutes les fois que cela aura été reconnu nécessaire par l'ingénieur de la compagnie, des calibres ayant exactement la forme des tôles à examiner.

Les rivets près des joints devront être disposés de façon à provoquer le serrage des tôles en contact. Le contact des

branches devra être parfait, sinon la rivure et les tôles seront refusées.

Les cornières, doublures et couvre-joints devront, dans l'intervalle des rivets, être parfaitement appliqués sur les tôles et fers qu'ils recouvrent, même dans les parties où se présenteront des changements d'épaisseur, et ce, de façon à épouser exactement toutes les irrégularités de la superficie. Dans le cas où ce résultat ne serait pas obtenu, les pièces seront refusées.

Les trous relatifs à un même rivet, dans des tôles et fers superposés, devront correspondre exactement d'une pièce à l'autre. Il sera néanmoins accordé une tolérance de $0^{m}.001$ au plus d'excentricité, à la condition de faire disparaître cette différence à l'équarrissoir.

La rivure devra être précédée du serrage des tôles et des fers superposés ; la compagnie se réserve toute son action pour exiger que le nombre des boulons ou serre-joints à employer, soit suffisant, elle devra en outre être opérée de manière à ce qu'aucun déversement ne se produise dans le corps ni dans la tête du rivet.

Les trous devront être percés avec un poinçon dont le diamètre ne pourra dépasser celui fixé pour les rivets de plus de un vingtième.

Les rivets seront chauffés au rouge blanc, ils seront appliqués à cette température et travaillés de manière à serrer fortement les fers et les tôles à assembler.

Les têtes devront être bien cintrées, celle obtenue par la rivure sera nourrie à la naissance et ébarbée ; elle ne sera ni criquée ni fendue. Les rivets seront chauffés au four. Les fours seront placés près des ouvriers pour éviter le refroidissement des rivets dans le transport.

Le constructeur sera tenu de se munir pour les travaux sur le lieu du dépôt, de fours portatifs. Le chauffage à la forge ne sera jamais admis dans l'atelier du constructeur et sur les chantiers de pose. On ne pourra y recourir que pour

des travaux partiels et sur les points où les rivets des fours ne pourraient arriver suffisamment chauds.

Les rivures se feront à la machine à river. Cette machine devra opérer par pression le serrage des tôles, avant d'écraser la tête du rivet. Seulement, dans les parties inaccessibles à la machine à river les rivures se feront à la main, à l'aide de la bouterolle et du marteau à devant.

Il ne sera autorisé aucune rivure par le petit marteau de chaudronnier, ni aucun écrasement direct des rivets à l'aide du marteau à devant ou avec une chasse-plate. Les rivets et les formes de la bouterolle devront être approuvés par l'ingénieur de la compagnie.

Les marteaux à main pèseront 4 kilogrammes et ceux à frapper par-devant sur la bouterolle, 9 kilogrammes au moins.

Le maintien de la tête du rivet aura lieu au moyen de tas en fonte, autant que possible maintenus par des vis de pression dites turcs. On ne tolèrera des leviers que dans le cas où l'emploi des turcs ne serait pas possible. Toutes les précautions seront prises pour que ces leviers soient organisés de manière à tenir le coup le mieux possible.

ART. 12. — *Montage et pose.* — Pour faciliter la pose et le levage des poutres, on pourra river par partie.

Les dimensions et les dispositions de ces parties seront fixées par l'ingénieur de la compagnie.

Les poutres ou parties de poutres seront construites à plat sur des chantiers solidement établis, de manière à ne pas être dérangés par le mouvement des masses qu'ils supportent.

Les chantiers seront élevés de $0^{m}.80$ environ au-dessus du niveau du sol pour qu'on puisse passer dessous.

Ce travail de la rivure sur les pièces montées sera suivi de façon à n'entraîner aucun gondolage ou déformation dans l'ensemble des parois, afin que les lignes et surfaces

présentent exactement la forme et la continuité définies aux dessins des ouvrages.

Si l'entrepreneur adopte un système de levage sans pont de service et qui nécessite par conséquent l'assemblage de deux parties importantes des poutres, il devra monter la jonction à l'atelier avec des soins particuliers ; on alésera un certain nombre de trous de rivets dans les pièces assemblées, de manière qu'il soit possible plus tard, au levage, de reconnaître si les pièces sont bien présentées dans la même position respective qu'au montage de l'atelier.

Les trous alésés seront brochés spécialement au levage avec des broches tournées et calibrées, afin d'assurer le maintien parfait de la construction dans sa position normale.

Aucune pièce de fer et de fonte ne sortira de l'atelier du constructeur sans avoir été préalablement assemblée avec celles qui précèdent et qui suivent et avec les pièces latérales en contact.

Cet assemblage provisoire devra être fait de manière à présenter un ensemble régulier sans gauchissement, et en tout conforme à l'épure.

L'ajustage et la pose de toutes les pièces de fer et de fonte devront d'ailleurs être faits avec la plus grande exactitude. L'entrepreneur sera responsable de tous les vices de la pose, de même qu'il est chargé de tous les détails de son exécution.

ART. 13. — *Épreuves, réceptions.* — Les différentes parties du pont seront soumises à des épreuves qui auront pour objet de vérifier la qualité des matériaux, la bonne exécution du travail, la rigidité et la solidité des assemblages.

L'ingénieur de la compagnie pourra exiger la rupture d'un certain nombre de boulons et l'enlèvement des rivets dont l'exécution lui semblerait défectueuse.

L'épreuve générale de l'ouvrage aura lieu aux frais de la compagnie et conformément aux dispositions prescrites par l'administration. Après les épreuves, l'entrepreneur sera tenu de nettoyer les chantiers, de receper les pieux, d'enlever tous les échafaudages, travaux et établissements faits pour l'exécution des ouvrages et devenus inutiles, enfin de livrer la rivière parfaitement libre, conformément à ce qui sera exigé par l'administration des ponts et chaussées.

Si le pont a résisté aux épreuves et si, après quinze jours de service d'exploitation, on n'a observé aucune augmentation de flèche, ni aucune déformation, soit dans la forme des pièces, des arches et des piles, soit dans les assemblages, et si d'ailleurs l'exécution est conforme dans toutes ses parties aux dessins, et remplit toutes les conditions prescrites au présent cahier des charges, la réception provisoire sera prononcée.

Elle sera constatée par un procès-verbal contradictoire dressé en double expédition et signé par le constructeur et le représentant de la compagnie.

Les avaries occasionnées par les épreuves seront immédiatement réparées par le constructeur, qui sera, en outre, responsable de ses constructions pendant une année, à dater de la réception provisoire. Il devra, en conséquence, faire à ses frais toutes les opérations pour maintenir pendant ce temps le travail en parfait état de conservation, telles que remplacement des pièces défectueuses ou qui viendraient à s'altérer par toute autre cause qu'un accident ou un cas de force majeure.

Si des avaries constatées sur quelques pièces indiquaient un vice général dans la fabrication ou la qualité des matières, ou dans la façon de l'ouvrage, la compagnie aurait le droit de demander le remplacement, aux frais du fournisseur, de toutes les pièces affectées de ce vice, lors même qu'elle aurait résisté à l'épreuve.

La réception définitive ne sera prononcée qu'après l'ex-

piration du délai de garantie ; elle sera reculée au delà de ce terme de tous les retards apportés par le constructeur à faire les réparations prescrites par l'article précédent pour mettre les travaux en état d'être reçus définitivement.

CHAPITRE III.

MODE D'ÉVALUATION DES OUVRAGES.

Art. 14. *Fers et Fontes.* — Les pièces de fer et fonte mises en place seront payées pour leur poids réel, en tant que ce poids n'excédera pas plus de deux pour cent celui résultant des dimensions portées aux dessins conformément aux prix de la série qui se trouve ci-après.

Tout excès au delà de cette tolérance ne sera payé que pour la moitié du prix jusqu'à quatre pour cent, et à partir de quatre pour cent il ne sera plus rien payé.

Les poids manquants sont déduits, et si ce manque de poids peut compromettre la solidité de l'ouvrage, les parties trop légères seront refusées.

La détermination des poids se fera, autant que possible, par pesage direct. Pour déterminer la quotité de la tolérance ci-dessus, l'ingénieur de la Compagnie calculera le poids de tous éléments du pont ; le résultat de ce calcul sera communiqué à l'entrepreneur qui devra présenter ses observations dans le délai d'un mois.

Si aucune observation n'est présentée, les poids calculés seront admis et serviront de base pour le règlement des tolérances.

Si une erreur est signalée, les calculs seront vérifiés, et leurs résultats rectifiés s'il y a lieu devront être acceptés par l'entrepreneur dans le délai de quinze jours.

Dans ces calculs on admettra pour le poids du mètre

cube de fer 7800 kilogrammes, et 7200 kilogrammes pour le poids du mètre cube de fonte.

Le pesage sera fait aux frais de l'entrepreneur, sous la surveillance de l'ingénieur de la Compagnie ou de son délégué.

Les prix de la série pour les tôles, fontes simplement ajustées ou rabotées, comprennent tous déchets, fournitures, transports et main-d'œuvre, mise en place, échafaudages et la peinture à quatre couches ; les prix s'appliquent donc aux travaux en place et complétement parachevés, les poids étant déterminés comme il vient d'être dit ci-dessus. L'entrepreneur ne sera pas même admis à réclamer un supplément pour les tôles douces au bois qu'il sera obligé d'employer à diverses parties des ouvrages où les cornières sont remplacées par des tôles pliées suivant différents angles.

Art. 15. *Plomb.* — Le plomb sera pesé avant l'emploi et payé d'après le poids ainsi constaté. Le prix n° 4 de la série comprend la fourniture à pied-d'œuvre, le perçage des trous, le dressement de la pierre, l'asséchement des espaces où se fera le coulage, l'enlèvement des bavures, la fourniture et la pose des règles qui serviront au coulage, la mise en place et la fourniture des ferrailles qui serviront à diminuer le poids du plomb à employer, en un mot après avoir pesé le plomb avant l'emploi et l'avoir payé au prix de la série. La compagnie devra recevoir un travail parfaitement fini, et tous les déchets recueillis pourront être employés ultérieurement par l'entrepreneur dans d'autres scellements.

Art. 16. *Charpenterie.* — Pour les ouvrages de charpente mesurés suivant les longueurs apparentes des pièces en œuvre, y compris les tenons et embrèvements, mais sans égard pour les queues d'aronde, traits de Jupiter et tous les autres assemblages, l'équarrissage des pièces débordées ou refouillées, sera seulement estimé sur les di-

mensions du plus petit rectangle circonscrit à la pièce en œuvre.

Le parement des bois reste soumis aux dispositions de l'article 18 des conditions générales, cependant, par tolérance, on ne fera aucune réduction des flaches, et l'on admettra de légères variations dans l'équarrissage des pièces, pourvu qu'il n'en résulte pas une certaine variation de plus de quinze pour cent (15 p. 100) en plus ou en moins dans le volume de chaque pièce, et que ces tolérances soient sans inconvénient pour la solidité et la propreté de l'ouvrage. Tout excès au delà de cette limite ne sera pas compté à l'entrepreneur. Toute différence en dessous donnera lieu au rejet de la pièce.

CHAPITRE IV

CLAUSES ET CONDITIONS SPÉCIALES.

Art. 17. *Surveillance à l'usine de la fabrication des matières et de la mise en œuvre.* — Le constructeur devra faire réserver pour les agents de la compagnie le droit de suivre la fabrication des matières aux usines où il les aura commandées.

Ces agents vérifieront les divers objets fabriqués et refuseront toute pièce qui sera défectueuse, sous le rapport de la qualité, de la fabrication ou des dimensions.

Le constructeur devra, en outre, donner la libre entrée de ses ateliers à l'ingénieur de la compagnie et à ses agents qui pourront y rester tout le temps de la construction, et y procéder aux épreuves, essais et vérifications nécessaires pour s'assurer que les clauses du présent cahier des charges sont exactement remplies.

Les travaux sur les lieux de pose seront également surveillés par l'ingénieur de la compagnie ou par ses agents.

La surveillance exercée par l'ingénieur de la compagnie

ou par ses agents dans l'usine de fabrication, à l'atelier du constructeur et sur le lieu de pose, les vérifications et épreuves, les réceptions provisoires des matériaux ou d'ouvrages exécutés, n'auront, dans aucun cas, pour effet de diminuer la responsabilité du constructeur, qui restera pleine et entière jusqu'à l'expiration du délai de garantie.

Art. 18. *Cas de force majeure.* — Ne sont pas compris dans le cas de force majeure, les difficultés de transport et de charrois, les détériorations, quelles qu'elles soient, des matériaux isolés ou assemblés, par suite des accidents de route ou de violence des eaux, non plus que par les chutes d'échafaudages et autres circonstances, qu'une surveillance active et une bonne direction de l'entreprise peuvent prévenir et empêcher.

Les accidents de mer ou d'inondation sont considérés comme cas de force majeure, s'il est démontré que tous les moyens possibles ont été employés pour les prévenir; mais, même pour ces accidents, la compagnie ne pourra être tenue à aucune indemnité, l'entrepreneur pouvant, à ses frais, se couvrir contre de tels risques par une assurance convenable, de telle sorte que ces accidents pourront justifier tout au plus une augmentation de délai proportionnée.

Art. 19. *Choix des Ateliers de l'Entrepreneur. Travaux à la tâche.* — Le constructeur devra faire agréer par la compagnie les ateliers où se feront la fabrication et le montage.

Les travaux d'assemblage et d'ajustage sur place ne pourront être donnés à la tâche dans leur ensemble; ils pourront être faits à tâche banale, mais la compagnie aura le droit de veiller à ce que ce mode d'exécution ne nuise pas à la bonne exécution du travail et de l'interdire par conséquent, s'il en était autrement, ce dont elle se réserve l'appréciation.

Art. 20. *Délai d'exécution.* — Le point de départ de tous les délais est fixé au jour où l'entrepreneur aura reçu

l'ordre de commencer l'exécution des travaux faisant l'objet du présent cahier des charges.

La fabrication des pièces devra être organisée et commencée dans un délai de deux mois, à partir de l'origine. Après un délai total de six mois, on devra avoir terminé toute la fabrication ; l'achèvement complet de chaque ouvrage devra être obtenu exactement dans un délai d'un mois, après l'achèvement des maçonneries.

Art. 21. *Mode de payement.* — Les payements auront lieu comme il suit :

Deux dixièmes des prix stipulés sont appliqués aux matières déposées dans l'atelier du constructeur, deux autres dixièmes aux matières travaillées et montées à l'atelier du constructeur, deux autres dixièmes aux matières transportées à pied-d'œuvre, deux autres dixièmes aux matières mises en place dans les différentes parties du pont, un autre dixième lors de l'acceptation provisoire de l'ouvrage entier. Le dernier dixième sera payé après la réception définitive.

A partir du moment où l'entrepreneur aura reçu un à-compte, toutes les matières et objets fabriqués, déposés dans son atelier et destinés à l'entreprise, deviendront la propriété de la compagnie.

Art. 22. *Clauses et conditions générales.* — L'entrepreneur sera soumis, sauf les modifications ou dérogations qui pourraient résulter du présent cahier des charges, aux clauses et conditions générales imposées aux entrepreneurs de travaux exécutés au compte de la compagnie des chemins de fer du Midi, dont un exemplaire visé par le conseil d'administration, est joint au présent cahier des charges. Aucune dérogation, soit au présent devis, soit aux clauses et conditions générales, ne pourra être invoquée par l'entrepreneur, qu'en présentant un ordre écrit de l'ingénieur chargé de la surveillance des travaux.

Série de prix.

La série à appliquer aux ouvrages, sauf le rabais que l'entrepreneur aura pu consentir, sera la suivante :

Elle comprend tous les transports, main-d'œuvre, échafaudages, machines, etc., droits d'octroi, de navigation, de brevets, etc., en un mot, toutes dépenses quelconques.

N° 1. Un kilogramme de fer forgé pour charpente de pont, glissières, supports de tablier, garde-corps, etc., pour fourniture à pied-d'œuvre, fabrication, levage, assemblage, deux couches de peinture au minium, deux couches de teinte et pose, y compris toutes les sujétions, échafaudages, apparaux ; en un mot, y compris toutes les fournitures et main-d'œuvre et transports quelconques, sera payé. . . . . .

N° 2. Un kilogramme de rails Barlow ou à champignon, pour croisillons, poutres armées, délivrés à l'entrepreneur dans les magasins de la compagnie à Bordeaux au prix de o^{f}.14 les frais de transport de toute nature restant à la charge de l'entrepreneur, sera payé en place. . . . . .

N° 3. Un kilogramme de rails Brunel pour supports de plancher délivré à l'entrepreneur dans les magasins de la compagnie à Bordeaux, au prix de o^{f}.14 les frais de transport de toute nature restant à la charge de l'entrepreneur, sera payé en place. . . . . .

N° 4. Un kilogramme de fonte pour patins, coussinets, ajustée mais non rabotée, fournie à pied-d'œuvre, y compris montage, levage, pose, deux couches de peinture au minium et deux couches de teinte, et toutes fournitures et main-d'œuvre et transport quelconques, sera payé. . . . .

N° 5. Un kilogramme de fonte rabotée et ajustée pour glissières et coins, sera payé. . . . . .

N° 6. Un kilogramme de boulons pour assemblage de fonte ou fer, de première qualité, sera payé. . . . . .

N° 7. Un kilogramme de plomb pour scellement sera payé. . . . . .

N° 8. Un mètre cube de bois de chêne pour plancher et traverses d'appui du tablier, y compris la fourniture, la taille complète, la peinture à trois couches de coaltar, le transport du chantier à pied-d'œuvre, les retouches des entailles sur place, la pose du plancher, la fourniture des pointes, tous frais quelconques, droits d'octroi et transport, sera payé. . . . . .

Circulaire du Ministre de l'agriculture, du commerce et des travaux publics aux ingénieurs en chef du contrôle de chemins de fer.

Chemins de fer. — Épreuves des ponts métalliques supportant les voies des chemins de fer.

Monsieur, j'ai l'honneur de vous informer que, d'après l'avis émis par le conseil général des ponts et chaussées, j'ai réglé de la manière suivante, les épreuves à faire subir aux ponts métalliques, supportant les voies des chemins de fer.

« Ces épreuves seront de deux espèces, et auront lieu « d'abord par un chargement de poids mort, ensuite au « moyen de poids roulant.

« 1° Chaque mètre linéaire de simple voie, sera chargé « d'un poids additionnel de 5.000 kilogrammes pour les « travées d'une ouverture de 20 mètres et au-dessous, et « de 4.000 kilogrammes pour celles d'une ouverture su- « périeure à 20 mètres, sans que, dans ce dernier cas, le « poids puisse jamais être moindre que 100 tonnes. Cette « charge devra rester au moins pendant huit heures sur « le pont, et n'en être retirée que deux heures après que « la flèche prise par les poutres aura cessé de croître.

« Pour les ponts à plusieurs travées, chacune d'elles « sera chargée d'abord isolément; elles le seront ensuite « simultanément.

« Dans les ponts où les voies sont solidaires entre elles, « chaque voie sera chargée successivement, l'autre voie « restant libre. Elles le seront ensuite simultanément.

« Chaque épreuve partielle aura lieu conformément aux « prescriptions du premier paragraphe du présent article.

« 2° Une première épreuve au moyen de poids roulant « se fera par le passage, sur chaque voie, d'un train com- « posé de deux machines, pesant chacune avec leur tender « 60 tonnes au moins, et de wagons, portant chacun un « chargement de 12 tonnes, en nombre suffisant pour cou- « vrir au moins une travée entière. Ce train marchera suc- « cessivement avec des vitesses de 20 kilomètres et 35 ki- « lomètres à l'heure.

« Une seconde épreuve aura lieu au moyen du passage « sur la voie d'un train composé de deux machines, pesant « chacune avec leur tender 35 tonnes au moins, et de « wagons dont le poids sera établi comme dans les trains « ordinaires de voyageurs, et en nombre suffisant pour « couvrir au moins une travée entière. Ce train marchera « successivement avec des vitesses de 40 kilomètres et « 70 kilomètres à l'heure.

« Pour les ponts à deux voies, les épreuves par poids « mouvant auront lieu d'abord sur chaque voie isolée, puis « simultanément sur les deux voies, en faisant marcher « les deux trains parallèlement dans le même sens, ensuite « en sens opposé, de manière à se croiser sur le milieu des « travées. »

Je vous prie, Monsieur, de m'accuser réception de la présente dépêche.

Circulaire du Ministre de l'agriculture, du commerce et des travaux publics aux ingénieurs en chef des départements, du 15 juin 1869.

Routes et ponts. — Épreuves à faire subir aux ponts métalliques destinés aux voies de terre.

Monsieur, par une circulaire du 26 février 1858, dont je joins ici un exemplaire, l'un de mes prédécesseurs a déterminé le mode des épreuves auxquelles doivent être soumis les ponts métalliques supportant les voies de chemins de fer; mais jusqu'à présent les épreuves à faire subir aux ponts métalliques destinés aux voies de terre n'ont été l'objet d'aucune instruction générale. Le grand développement donné à ce genre de construction imposait à l'administration le devoir de combler cette lacune.

Le Conseil général des ponts et chaussées, saisi de la question, a été d'avis, Monsieur, et j'ai reconnu avec lui que les ponts métalliques dépendant des voies de terre placées dans les attributions du ministère des travaux publics doivent satisfaire aux conditions ci-après énoncées :

1° Les travées métalliques devront être en état de livrer passage à toute voiture dont la circulation est autorisée par le règlement du 10 août 1852 sur la police du roulage et des messageries, c'est-à-dire aux voitures attelées, au maximum, de cinq chevaux, si elles sont à deux roues, et de huit chevaux, si elles sont à quatre roues.

On admettra que le poids du chargement et de l'équipage peut s'élever à 11 tonnes pour les voitures à deux roues, et à 16 tonnes pour les voitures à quatre roues dont les essieux sont écartés de 3 mètres.

2° Les dimensions des pièces des travées métalliques seront calculées de telle sorte que le travail du métal, par millimètre quarré, sous la plus grande charge pouvant résulter

des stipulations de l'article 1er ou des épreuves dont il sera parlé ci-après, soit limité, savoir :

A 1 kilog. pour la fonte travaillant par extension ;

A 5 kilog. pour la fonte travaillant par compression ;

A 6 kilog. pour les fers forgés ou laminés, tant à l'extension qu'à la compression.

Toutefois l'administration se réserve d'admettre des chiffres plus élevés pour les grands ponts, lorsque des justifications suffisantes seront produites en ce qui touche les qualités de la matière, les formes ou les dispositions des pièces.

3° Chaque travée métallique sera soumise aux épreuves suivantes :

Une première épreuve, par poids mort uniformément réparti, sera faite au moyen d'une charge additionnelle de 400 kilogrammes par mètre quarré de tablier, trottoirs compris. Cette charge devra demeurer en place pendant huit heures au moins, et, en tout cas, jusqu'à ce que le tablier ait cessé de s'abaisser.

On procédera ensuite à une seconde épreuve, par poids roulant, avec celles des voitures à deux roues ou à quatre roues qui, chargées au maximum, produiraient le plus grand effort, eu égard à l'ouverture de la travée. Cette épreuve sera réalisée en faisant passer en même temps, au pas, sur le tablier, autant de voitures qu'il en pourra contenir avec leurs attelages sur le nombre de files que comportera la largeur de la voie charretière.

L'ensemble de toutes les voitures que pourra ainsi contenir la travée y stationnera pendant une demi-heure.

Pour les ponts à plusieurs travées, chacune d'elles sera chargée isolément ; elles le seront ensuite simultanément.

C'est en s'appuyant sur l'expérience qu'a fait acquérir la construction de nombreux ouvrages que l'administration s'est crue autorisée à fixer à la fois les conditions des épreuves et les limites des tensions, c'est-à-dire à arrêter

les bases sur lesquelles doit reposer la rédaction des projets. Elle entend toutefois réserver à l'industrie et à la science le bénéfice des progrès qu'elles pourraient faire. Tel est l'objet du paragraphe final de l'article 2 de la présente circulaire.

L'article 1^er^ pose un principe qui n'est pas discutable, c'est que les ponts métalliques doivent, comme tous les autres ponts, satisfaire aux conditions de la liberté du roulage telle qu'elle est admise par les lois et règlements. Les attelages étant seuls limités, il a fallu recourir à l'expérience pour estimer les plus grands chargements que comportent ces limites. Ils dépendent évidemment de la vigueur des chevaux attelés et de l'état de la voie sur laquelle le roulage s'opère. Les chiffres donnés au deuxième paragraphe de cet article premier peuvent être considérés comme des maxima pour toute la France ; ils résultent du témoignage unanime des ingénieurs attachés aux grandes compagnies de chemins de fer. S'il reste encore quelque incertitude, elle ne porte que sur l'écartement des essieux dans les chariots à quatre roues, attelés de huit chevaux, qui peuvent traîner 16 tonnes. L'erreur sur ce point n'excède pas 0^m^.50 en plus ou en moins, et elle est en réalité sans importance, car ces chariots ne sont plus guère employés que pour le transport des machines ou de leurs organes, et ne parcourent que de faibles distances.

Il n'y a pas lieu d'en tenir compte pour le calcul de la résistance des pièces transversales, puisque les deux roues de la charrette sont plus pesantes que deux des roues du chariot, et l'hypothèse d'un écartement suffit très-bien à l'établissement des calculs pour la résistance des pièces longitudinales, lorsque la longueur du pont exige que l'on prenne en considération l'éventualité du passage des chariots.

Les épreuves réglées par l'article 3 donnent lieu, en ce qui concerne le chargement de poids mort uniformément réparti,

à des observations analogues à celles qui ont déjà été présentées. Pour les ponts de faible ouverture, la charge de 400 kilogrammes par mètre quarré de tablier ne représente qu'une petite fraction des efforts qu'occasionnent les poids roulants. Si le pont avait une très-grande ouverture, la surcharge de 400 kilogrammes pourrait, au contraire, devenir excessive, et il serait loisible aux auteurs des projets d'en discuter la convenance.

Je n'ignore pas que, dans quelques localités, les épreuves seront rendues difficiles par le manque des équipages nécessaires à leur réalisation. Les ingénieurs cherchent alors à arriver au même résultat à l'aide d'engins à peu près équivalents. Une garantie sérieuse aura été obtenue, en tous cas, par l'adoption des nouvelles bases fondamentales qui serviront dorénavant à l'établissement des projets.

Mais il ne suffit pas, Monsieur, de stipuler des garanties pour l'avenir; il convient, en outre, de chercher à prémunir contre tout danger la circulation du roulage sur les ponts métalliques qui existent aujourd'hui. Vous voudrez donc bien, dans ce but, procéder au recensement et à la vérification, sous le rapport de la stabilité, des ponts métalliques qui sont situés dans votre service et placés sous votre surveillance. Vous me ferez connaître pour chaque pont : 1° la situation, le système et l'époque de sa construction ; 2° l'ouverture droite ou biaise de chacune des travées qui le composent; 3° la largeur de sa voie charretière; 4° le travail maximum de traction ou de compression, rapporté à l'unité superficielle, qu'auraient à développer les pièces longitudinales et les pièces transversales métalliques si l'ouvrage était soumis aux épreuves réglées par l'article 3.

Ces documents peuvent être remis en tableau. Vous les accompagnerez d'un rapport justificatif des propositions que vous croirez devoir m'adresser.

Je désire que votre travail puisse me parvenir dan un délai de trois mois.

Veuillez, Monsieur, m'accuser réception de la présente instruction, dont je joins ici un exemplaire pour chacun de MM. les ingénieurs attachés au service que vous dirigez.

Recevez, Monsieur, l'assurance de ma considération très-distinguée.

Le ministre de l'agriculture, du commerce et des travaux publics,
Signé E. GRESSIER.

Pour ampliation :
Le conseiller d'État, directeur général des ponts et chaussées et des chemins de fer.

NEUVIÈME SECTION

NOTIONS THÉORIQUES SOMMAIRES POUR LE CALCUL

DES

PONTS MÉTALLIQUES

NEUVIÈME SECTION

NOTIONS THÉORIQUES SOMMAIRES POUR LE CALCUL DES PONTS MÉTALLIQUES.

Ainsi qu'on a pu le voir par l'étude des nombreux ouvrages que nous avons décrits dans le cours de ce travail, les cas les plus fréquents que l'on ait à traiter pour la construction des ponts métalliques sont les deux suivants :

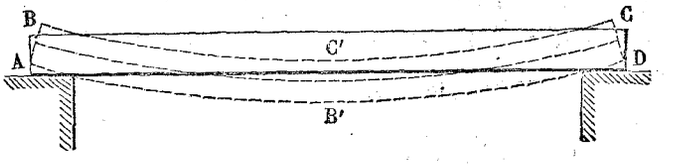
1° Le pont reposant sur un ou plusieurs appareils ;

2° Le pont encastré soit à ses deux extrémités, soit à l'une d'elles seulement (ce calcul a été développé en détail page 107).

Nous repasserons succinctement les calculs nécessaires à chacune de ces situations de manière à en faire une sorte de résumé qui facilite les recherches du lecteur et ne l'oblige pas à feuilleter le volume entier pour obtenir une formule déterminée.

1° *Pont reposant sur deux appuis seulement.* — Conformément aux prescriptions ministérielles, les ponts métalliques doivent être éprouvés avec une charge uniformément répartie, de telle sorte que le seul cas que l'on a

Fig. 82.



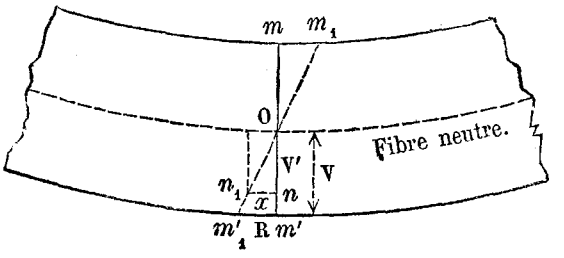
l'habitude de soumettre au calcul est celui qui se rapporte à cette hypothèse :

Soit donc une poutre ABCD reposant sur deux appuis B et D ; lorsque cette poutre est libre, ou soumise à la charge d'épreuve, elle tend à prendre, soit sous son propre poids, soit sous l'action de la surcharge une forme cintrée ABB'DCC' ; les fibres inférieures se trouvant soumises à un effort de traction ou d'extension, et les fibres supérieures à un effort de compression.

Il en résulte, puisque les fibres d'une portion de la pièce sont étendues et les fibres de l'autre sont comprimées, qu'il y a un point de passage où l'axe des fibres ne subit ni allongement ni raccourcissement. Cette fibre a reçu le nom d'*axe neutre.* — Sa position joue un grand rôle dans la théorie mathématique des poutres élastiques.

Considérons maintenant une section verticale quelconque de la poutre mm' ; au moment de la flexion de la poutre elle

Fig. 83.



prendra la position $m_1 m_1'$. Si de plus on considère dans cette même section le point n d'une fibre située à une distance $on = V$ de la fibre neutre, l'extension de cette fibre sera représentée par nn_1.

Si donc on se rappelle que les efforts sont proportionnels aux extensions, on aura, en considérant les deux triangles semblables : $om_1'm_1$, et on_1n.

$$V : V' :: m'_1 \; m' \div n_1 \; n :: R : x.$$

x étant l'effort exercé sur une fibre placée à une distance

V de la fibre neutre, et R le plus grand effort auquel on veut soumettre les fibres les plus tendues ou les plus comprimées de la poutre.

On en conclut

$$x = \frac{RV}{V'},$$

et, par suite, la résistance qui doit faire équilibre à l'effort sera pour un élément $d\omega$:

$$\frac{RV}{V'} d\omega.$$

Le moment de cette résistance sera égal à

$$\frac{RV}{V'} d\omega \times V = \frac{RV^2 d\omega}{V'},$$

et le moment de résistance totale de la section sera égal à

$$\frac{R}{V'} \Sigma V^2 d\omega.$$

On verra plus tard que cette somme

$$\Sigma V^2 d\omega$$

est ce que l'on appelle le *moment d'inertie* de la pièce, de telle sorte que si l'on pose :

$$\Sigma V^2 d\omega = I$$

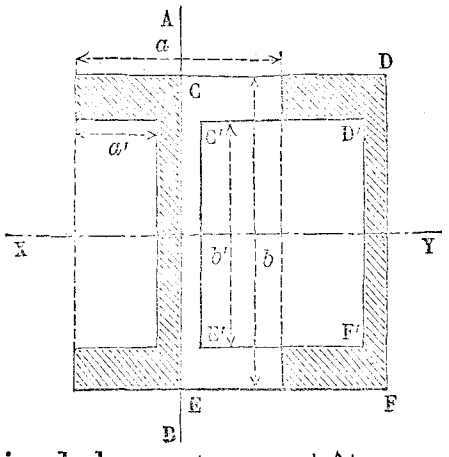
le *moment de résistance* de la pièce

$$M_r = \frac{RI}{V'};$$

c'est sous cette forme qu'il est d'usage de calculer le moment de résistance des différentes sections d'une poutre.

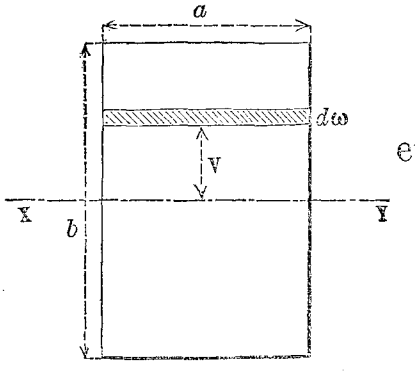
Moments d'inertie. — Nous sommes ainsi conduits à rechercher les moments d'inertie des poutres.

Fig. 84.



La forme usuelle des poutres est celle d'un fer double T, et le croquis ci-contre, qui suppose que la moitié de la section couverte de hachures a été transportée parallèlement et juxtaposée indique que la recherche du moment d'inertie de la poutre peut être ramenée à celle du rectangle évidé CDEFC'D'E'F'. — Enfin, le calcul du moment d'inertie de cette même section se ramène facilement à celui de la section CDEF : car il est la différence des moments des sections CDEF et C'D'E'F'.

Fig. 85.



Une section très-petite

$$d\omega = a\,dV,$$

et par suite

$$I = a\int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} V^2 dv = \frac{ab^3}{3} + c,$$

pour

$$V = \frac{1}{2}b, \qquad \text{on a} \qquad I' = \frac{ab^3}{24} + c,$$

puis

$$V = -\frac{1}{2}b, \qquad -I'' = -\frac{ab^3}{24} + c;$$

d'où

$$I = I' + I'' = \frac{ab^3}{12}.$$

On en déduira immédiatement pour la poutre double T en ayant soin de faire attention aux notations :

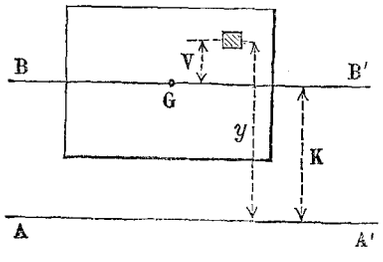
$$I = \frac{1}{12}\left(ab^3 - 2a'b'^3\right).$$

Il arrive quelquefois, comme nous l'avons vu (page 544), qu'il sera difficile d'obtenir directement le moment d'inertie d'une figure par rapport à l'axe qui passe par son centre de gravité, et que l'on peut facilement le trouver par rapport à un axe parallèle.

Cette question se résout facilement ainsi que nous l'avons fait pour le viaduc du Gers, à l'aide de la propriété dite des rayons de giration, qui peut être simplement énoncée comme suit :

Le moment d'inertie d'une figure étant connu par rapport à un axe qui passe par le centre de gravité de la figure, on peut l'obtenir facilement par rapport à un axe parallèle au premier et réciproquement.

Fig. 86.



Si l'on désigne par I_A et I_G les moments d'inertie pris séparément par rapport aux axes AA′ et BB′; ce dernier passant par le centre de gravité de la figure.

On a par définition :

$$I = \int y^2 d\omega,$$

de plus

$$y^2 = (V + k)^2;$$

donc

$$I_A = \int V^2 d\omega + 2k \int V d\omega + k^2 \int d\omega.$$

Mais on a (page 543)

$$V^2 d\omega = I_G; \qquad k \int d\omega = k^2 \omega,$$

et enfin

$$\int V d\omega = 0,$$

puisque l'axe auquel sont rapportées les ordonnées y passe par le centre de gravité G de la figure.

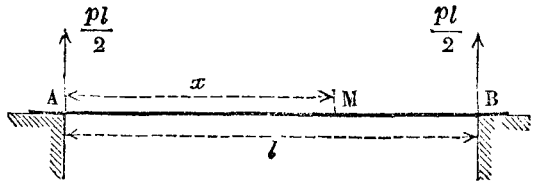
On en conclut :

$$I_A = I_G + k^2\omega,$$

formule extrêmement simple, qui fait connaître l'un des moments d'inertie en fonction de l'autre, et qui sert comme nous l'avons vu à abréger les calculs dans certains cas.

Calculs du moment de rupture en une section quelconque. — Si p est la charge par unité de longueur, la charge totale sera pl, et chacun des points d'appui supportera une pression $\frac{pl}{2}$, de sorte que la poutre sera en équilibre sous l'action des deux sous-pressions $\frac{pl}{2}$ et des poids pl distribués uniformément sur sa longueur.

Fig. 87.



Si l'on prend un point M quelconque à une distance x on aura par l'équilibre de la portion MB :

$$M_r = p(l-x) \times \frac{l-x}{2} - \frac{pl}{2} \times (l-x) = \frac{p}{2}(lx - x^2) = \frac{RI}{V'};$$

car il faut que le moment de résistance soit égal au moment des forces qui infléchissent la section par rapport au plan même de cette section.

La courbe des moments de rupture est donc une parabole dont l'équation suit :

$$M = -\frac{p}{2}x^2 + \frac{pl}{2}x. \qquad (1)$$

Pour avoir le maximum de M il suffit d'égaler à zéro la différentielle de M, ce qui donne :

$$\frac{dM}{dx} = -\frac{p}{2} \times 2x + \frac{pl}{2} = 0;$$

d'où

$$x = \frac{l}{2}.$$

Ce qui indique, ainsi qu'il était facile de le prévoir *à priori*, que le maximum du mouvement de rupture se trouve au milieu de la pièce.

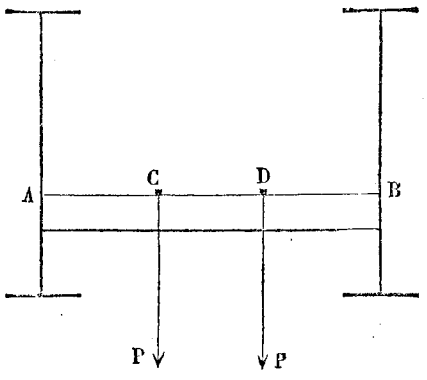
De plus en remplaçant dans l'équation (1) x par cette valeur $\frac{l}{2}$ on a le moment maximum.

$$M = -\frac{p}{2} \cdot \frac{l^2}{4} + \frac{p}{2} \cdot l \cdot \frac{l}{2} = \frac{pl^2}{8}.$$

En calculant numériquement la valeur de ce mouvement et le comparant au moment de résistance $\frac{RI}{V'}$, on vérifie facilement les conditions de résistance de la poutre.

Calcul des pièces de pont et des longerons. — Le calcul des pièces de pont et des longerons se fait exactement de la même manière que le précédent :

Fig. 88.



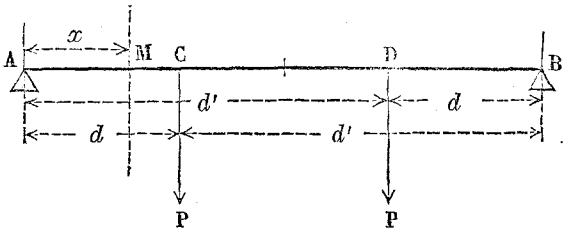
La pièce est toujours supposée posée en ses deux extrémités A et B : seulement au lieu d'être seulement soumis à une charge uniforme p, on la considère, dans le cas, par exemple, d'un train de chemin de fer, comme soumise à l'action de deux forces P représentant la charge des deux roues de la locomotive.

Les réactions exercées sur les appuis A et B sont :

$$\text{en A } \frac{1}{2}pl + \frac{Pd}{l} + \frac{Pd'}{l} = \frac{1}{2}pl + P.$$

en B, de même à cause de la symétrie $\frac{1}{2}pl + P$.

Fig. 89.



Pour un point situé entre A et C, en appelant x sa distance à l'extrémité A, on aura :

$$M = \frac{RI}{V'} = \left(\frac{1}{2}pl + P\right)x - \frac{1}{2}px^2. \qquad (1)$$

C'est encore l'équation d'une parabole qu'il serait facile de construire.

Le maximum se trouve encore évidemment au point milieu de la pièce et on en déduit la valeur en posant :

$$x = \frac{l}{2}.$$

$$M = \frac{pl^2}{8} + \frac{Pl}{2}.$$

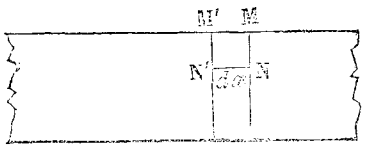
Calcul des longerons. — Le calcul des longerons se fixe exactement de la même manière que celui des pièces de pont.

Calcul de l'épaisseur de l'âme. — L'épaisseur de l'âme des poutres principales ou des pièces secondaires se détermine ainsi que nous l'avons déjà indiqué dans le cours de

l'ouvrage par la considération de la résistance aux efforts de glissement longitudinal des fibres.

Soit une partie de la poutre limitée par deux sections MN, M'N' infiniment voisines et une fibre horizontale NN'. Nous avons montré (page 142) que l'accroissement proportionnel de tension auquel sera soumise la portion de fibre NN' = dx sera

Fig. 90.



$$dT = R_1 e dx,$$

e étant l'épaisseur de l'âme.
et R_1 la résistance au glissement horizontal appelé plus communément le *cisaillement*.

Enfin, nous avons indiqué que l'on avait pour déterminer cette quantité la relation :

$$e = \frac{F}{R_1 h},$$

F étant l *effort tranchant* et h la hauteur de la poutre.

A l'aide de cette relation il sera facile de déterminer l'épaisseur de l'âme de toutes les pièces.

Effort tranchant. — Bien que nous ayons indiqué en beaucoup d'endroits au fur et à mesure que l'occasion s'en présentait ce que l'on désignait par l'*effort tranchant* d'une pièce métallique, nous croyons nécessaire de le rappeler dans ce chapitre qui résume, pour ainsi dire, les éléments de théorie mis en application dans les différentes études que nous avons livrées au lecteur.

On appelle *effort tranchant*, en un point de la pièce, la somme des projections sur un axe partiel des forces qui agissent en ce point.

Il est extrêmement facile de vérifier dans chaque cas, et même de démontrer d'une manière générale, que l'*effort tranchant* est égal en chaque section à l'accroissement du moment de rupture.

En effet, reportons-nous à la fig. 90 et considérons l'effort tranchant dans la section MN. Si F est l'effort tranchant dans la section voisine M'N', F + dF sur celui de la section M'N', et comme nous supposons que le pont n'est chargé que par des poids verticaux, l'accroissement du moment de rupture dM sera égal à

$$(F + dF)\,dx.$$

On aura donc :

$$dM = (F + dF)\,dx = F dx + dF \times dx,$$

Soit en négligeant les différences de second ordre

$$dM = F dx; \quad \text{d'où :} \quad F = \frac{dM}{dx}.$$

Poutre reposant sur plusieurs appuis. — Ainsi que nous l'avons indiqué en commençant ce chapitre nous n'avons pas l'intention de publier ici un traité théorique de calcul des ponts.

Aussi nous nous bornons à renvoyer, chaque fois que cela est possible, aux pages de l'ouvrage qui renferment les solutions que l'on croirait devoir trouver à cette place.

En ce qui concerne notamment le calcul de la rivure des tôles supplémentaires à ajouter lorsque cela est nécessaire, etc., etc., nous engageons les personnes qui voudraient avoir des détails complets à se reporter aux calculs fournis par nous pour le pont de Langon (section III) et le viaduc de l'Osse (section IV).

Nous avons dit (page 384) que le calcul des poutres que nous indiquions était basé sur des considérations qui n'avaient pas encore été produites sous cette forme ; enfin nous avons ajouté que cette méthode était aussi générale que possible et qu'elle fournissait le moyen de calculer immédiatement le moment de rupture sur un appui quelconque dans un pont d'un nombre de travées indéterminé.

Pour le démontrer, il nous suffira de reproduire le diagramme que nous avions dressé (page 383) pour le calcul du viaduc de l'Osse.

On sait que les indices α_1, α_2, α_3, α_4, α_5, α_6, étant déterminés par une loi des plus simples, si la première colonne contient l'indication des équations à résoudre, les six suivantes portant inscrites en tête l'inconnue cherchée et au-dessous en regard de chaque équation et sur la même ligne horizontale la série des chiffres par lesquels il faut les multiplier, toutes les autres inconnues disparaîtront et l'on obtiendra directement le moment cherché.

Effectuons les calculs indiqués (page 383) pour trouver M_3, par exemple.

On aura :

$2(1+K)\alpha_1\alpha_4$	M_1	$+\alpha_1\alpha_4$	M_2			$\frac{l^2}{4}(p_0k^3+p_1)\alpha_1\alpha_4$
$+\alpha_2\alpha_4$	$+4\alpha_2\alpha_4$	$+\alpha_2\alpha_4$	M_3			$+\frac{l^2}{4}(p_1+p_2)\alpha_2\alpha_4$
	$+\alpha_3\alpha_4$	$+4\alpha_3\alpha_4$	$+\alpha_3\alpha_4$	M_4		$+\frac{l^2}{4}(p_2+p_3)\alpha_3\alpha_4$
		$+\alpha_3\alpha_3$	$+4\alpha_3\alpha_3$	$+\alpha_3\alpha_3$	M_5	$+\frac{l^2}{4}(p_3+p_4)\alpha_3\alpha_3$
			$+\alpha_2\alpha_3$	$+4\alpha_2\alpha_3$	$+\alpha_2\alpha_3$ M_6	$+\frac{l^2}{4}(p_4+p_5)\alpha_2\alpha_3$
				$+\alpha_1\alpha_3$	$+2(1+k)\alpha_1\alpha_3$	$+\frac{l^2}{4}(p_5+p_6k^3)\alpha_1\alpha_3$

La loi des coefficients $\rho+4\lambda+m=0$ fait immédiatement disparaître M_2, M_4 et M_5. Quant aux deux extrêmes ils sont égaux pour M_1

à $\alpha_4[2(1+k)\alpha_1+\alpha_2]$

et pour M^6

à $\alpha_3[2(1+k)\alpha_1+\alpha_2]$;

c'est-à-dire qu'ils sont égaux à zéro pour

$$\alpha_1=1, \quad \text{et} \quad \alpha_2=-2(1+k),$$

ainsi que nous l'avons déjà montré (page 379).

L'équation M_3 devient alors :

$$[\alpha_4(\alpha_2+4\alpha_3)+\alpha_3\alpha_3]\,M_3=\frac{l^2}{4}\left\{\begin{array}{l}\alpha_4 k^3\alpha_1 p_0+\alpha_4(\alpha_1+\alpha_2)\,p_1+\\+\alpha_4(\alpha_2+\alpha_3)\,p_2+\alpha_3(\alpha_3+\alpha_4)p_3\\+\alpha_3(\alpha_2+\alpha_3)\,p_4+\alpha_3(\alpha_1+\alpha_2)p_5\\+\alpha_3 k^3\alpha_3 p_6\\\qquad=(\alpha_3^2-\alpha_4^2)\,M_3;\end{array}\right\};$$

car la relation

$$\alpha_2+4\alpha_3+\alpha_4=0$$

donne

$$\alpha_2+4\alpha_3=-\alpha_4.$$

On obtient ainsi directement la valeur de M_3, et si l'on se reporte (page 384) où nous avons indiqué la manière de calculer α_1, α_2, α_3, etc., on aura immédiatement l'expression numérique de ce moment.

Nous ferons remarquer que pour calculer M_3 il suffit de connaître

$$\alpha_1,\quad \alpha_2,\quad \alpha_3,\quad \alpha_4.$$

α_1 et α_2 sont donnés immédiatement ainsi que nous l'avons vu ; on n'aura donc à chercher que α_3 et α_4. Enfin si l'on revient encore une fois sur l'équation fondamentale

$$\begin{aligned}\alpha_1+4\alpha_2+\alpha_3&=0,\\ \alpha_2+4\alpha_3+\alpha_4&=0,\end{aligned}$$

on aura en les ajoutant deux à deux :

$$(\alpha_1+\alpha_2)+4(\alpha_2+\alpha_3)+(\alpha_3+\alpha_4)=0.$$

et ainsi de suite.

De sorte que le calcul des sommes

$$(\alpha_1+\alpha_2),\quad (\alpha_2+\alpha_3),\quad (\alpha_3+\alpha_4)$$

est soumis à la même loi que les coefficients eux-mêmes.

Loi des coefficients numériques α_1, α_2, α_3, α_4. — Comme vérification des calculs, on reconnaîtra facilement que les nombres

$$+1,\ -2,\ +7,\ -26,\ +97,\ -362,\ +1351,\ -5042,$$
etc., etc.

forment une série formée des valeurs successives de

$$\frac{a^m + a'^m}{2};$$

a et a' étant les racines de l'équation

$$x^2 + 4x + 1 = 0,$$

et correspondant aux valeurs croissantes et entières de m.

On a, en effet,

$$a = (-1)(2 + \sqrt{3}),$$
$$a' = (-1)(2 - \sqrt{3});$$

d'où, en appliquant la formule du binome de Newton,

$$\frac{a^m + a'^m}{2} = (-1)^m \left\{ \begin{array}{l} 2^m + \dfrac{m(m-1)}{1.2}\, 2^{m-2} \times 3 + \\ + \dfrac{m(m-1)(m-2)(m-3)}{1.2.3.4} \\ + 2^{m-4} \times 3 + \text{etc.} \end{array} \right\}$$

Faisant successivement

$$m = 1,\ 2,\ 3,\ 4,\ 5 \ldots\ldots\ldots$$

on a la série des nombres

$$\frac{a^0 + a'^0}{2} = + \ 1, \qquad \frac{a^4 + a'^4}{2} = + \ 97,$$

$$\frac{a^1 + a'^1}{2^2} = - \ 2, \qquad \frac{a^5 + a'^5}{2} = - \ 362,$$

$$\frac{a^2 + a'^2}{2^3} = + \ 7, \qquad \frac{a^6 + a'^6}{2} = + \ 1351,$$

$$\frac{a + a'^3}{2} = - \ 26, \qquad \frac{a^7 + a'^7}{2} = - \ 5042.$$

On trouverait de même que la série des termes en k se compose du produit par $2k$ des nombres composant les valeurs successives de

$$\frac{a^m - a'^m}{2\sqrt{3}}.$$

$$\frac{a^1 - a'^1}{2\sqrt{3}} = - \ 1, \qquad \frac{a^4 - a'^4}{2\sqrt{3}} = + \ 56,$$

$$\frac{a^2 - a'^2}{2\sqrt{3}} = + \ 4, \qquad \frac{a^5 - a'^5}{2\sqrt{3}} = - \ 209,$$

$$\frac{a^3 - a'^3}{2\sqrt{3}} = - \ 15. \qquad \frac{a^6 - a'^6}{2\sqrt{2}} = + \ 780.$$

Cas général. — *Détermination directe d'un moment sur un appui quelconque dans le cas d'un pont métallique d'un nombre* n *de travées.* — Il est facile de voir que tous les raisonnements que nous avons développés précédemment ne présentent rien de particulier au cas que nous avons examiné, et que les lois des indices et des coefficients sont applicables dans le cas le plus général.

Ainsi si l'on veut le moment de rupture sur une pile r dans un point de n travées, on posera immédiatement, en se reportant à la page 552, la relation

$$(\alpha_r{}^2 - \alpha^2{}_{r+1})\,\mathrm{M}_r = \alpha_{r+1}k^3p_0 + \alpha_{r+1}(\alpha_1 + \alpha_2)p_1 + \alpha_{r+1}(\alpha_2 + \alpha_3)p_2 + \ldots$$
$$\ldots + (\alpha_{r+1} + \alpha_r)p_{r-1} + \alpha_r(\alpha_r + \alpha_{r+1})p_r + \ldots$$
$$\ldots + \alpha_r k^3 p_{r+s},$$

dans laquelle

$$r + s = n.$$

Calcul de l'effort tranchant. — Nous avons indiqué (page 196) la méthode générale employée pour calculer l'effort tranchant, mais nous n'avons donné ce calcul que dans le cas d'une surcharge uniformément répartie, ainsi que le demandaient les épreuves prescrites par les instructions ministérielles.

Il est intéressant de voir ce que devient la valeur de cet effort tranchant dans le cas d'une surcharge mobile.

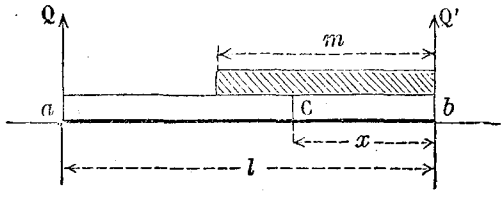
Dans ce cas, voici comment on a l'habitude d'établir la valeur de F.

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LES DIFFÉRENTES SECTIONS D'UNE POUTRE POSÉE SUR DEUX APPUIS ET SOUMISE A UNE SURCHARGE MOBILE.

Soit une poutre de longueur l, posée sur deux appuis a, b. Le poids de cette poutre est p par unité de longueur. Sur une partie m de sa longueur cette poutre supporte, par unité de longueur, un poids additionnel p'.

Cherchons ce que sera l'effort tranchant dans les différentes sections de cette poutre.

Fig. 91.



On se rappelle que l'effort tranchant sur une section quelconque c est égal à la projection sur un axe vertical, passant par le point c de toutes les forces qui agissent sur la poutre d'un côté de cette section.

Si nous appelons F l'effort tranchant, et Q la réaction au point a, nous aurions, en considérant les forces situées à gauche du point c,

$$F = Q - (l - x)p - (m - x)\,p'. \qquad (1)$$

Pour déterminer Q, nous prendrons les moments des forces extérieures par rapport au point b,

$$Ql - pl\,\frac{l}{2} - p'm\,\frac{m}{2} = 0, \quad \text{ou bien} \quad Q = \frac{pl^2 + p'm^2}{2l}. \qquad (2)$$

Substituons cette valeur dans l'équation (1), et nous aurons

$$F = \frac{pl^2 + p'm^2 - 2pl^2 + 2plx - 2p'lm + 2p'lx}{2l}, \qquad (3)$$

ou

$$F = \frac{1}{2l}\,[2lx\,(p + p') - pl^2 + p'm^2 - 2p'lm]. \qquad (4)$$

Tant que m ne varie pas, F est une fonction du premier degré de x, c'est-à-dire que la ligne représentée par l'équation (4) est une droite.

Si

$$x = 0, \qquad F = \frac{1}{2}\,l\,(p'm^2 - 2p'lm - pl^2); \qquad (4\ bis)$$

ce terme est négatif, puisque $p'lm$ est plus grand que $p'm^2$.

Pour les points au delà de $x = m$, le terme en $(m - x)$ doit disparaître, l'équation devient alors

$$F = \frac{1}{2}\,l(pl^2 + p'm^2 - 2l^2p + 2plx),$$

$$F = \frac{1}{2l}\,(2plx - pl^2 + p'm^2). \qquad (5)$$

qui est également l'équation d'une droite.

Pour

$$x = 0,$$

on a

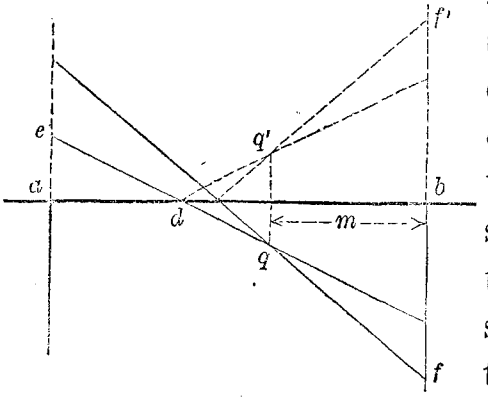
$$F = \frac{1}{2l}\,(p'm^2 - pl^2). \qquad (5\ bis)$$

Cette droite sera différente de la précédente. Elles se couperont au point q pour lequel $x = m$. En ce point.

$$\mathrm{F} = \frac{1}{2l}\left[p(2lm - l^2) + p'm^2\right]. \qquad (6)$$

Ainsi on voit que pour une valeur quelconque de m, l'effort tranchant sera représenté de q en a par une droite qe, et de q en b par une droite qf. On peut alors reporter toutes les ordonnées au-dessus de l'axe des x, et le contour polygonal $edq'f'$ représentera la variation de l'effort tranchant.

Fig. 92.



Voici pour le cas où m, c'est-à-dire l'espace occupé par la surcharge ne varie pas, mais si m varie, l'effort dans chaque section variera (1), c'est ce que nous allons déterminer.

Or, on peut remarquer que l'équation (6) est celle d'une parabole de deuxième degré, dont l'axe est vertical.

On obtiendra le sommet de la parabole en égalant à o la différentielle de l'équation (6), ce qui donne

$$m_s = -\frac{p}{p'}\,l;$$

en substituant cette valeur dans l'équation (6), on obtient

$$\mathrm{F}_a = -\frac{pl}{2}\left(1 + \frac{p}{p'}\right),$$

qui sont les coordonnées du sommet de la parabole.

(*) Il faut connaître sa plus grande valeur.

Son équation rapportée au sommet sera

$$y = \frac{p'}{2l} m^2.$$

Cette parabole sera le lien géométrique des points q.

Soit maintenant F_a l'ordonnée de la droite fq correspondante à $x = b$. On a, d'après l'équation (4),

$$F_a = \frac{1}{2l} (l^2 p + 2l^2 p' + pm^2 - 2p'lm).$$

Pour le point q,

$$F_q = \frac{1}{2l} (2pml - pl^2 + p'm^2).$$

La différence est

$$F_a - F_q = (l - m)(p + p'),$$

ou une fonction du premier degré en m, c'est-à-dire que la droite fq restera toujours parallèle à elle-même.

L'équation (5) aurait conduit au même résultat pour la droite qe. Ainsi, lorsque m variera, le point q se transportera sur la parabole, et la droite qe, et la droite qf, se transporteront parallèlement à elles-mêmes.

Reprenons maintenant l'équation (6) et différentions-la,

$$\frac{dF}{dm} = \frac{1}{2l} (2pl + 2p'm)$$

pour

$$m = 0, \quad \frac{dF}{dm} = p, \quad \frac{dm}{dF} = \frac{1}{p}.$$

Or si nous portons $ag' = bg$ et si nous joignons gg', nous aurons une droite qui représentera l'effort tranchant quand $m = 0$; l'inclinaison de cette droite est

$$\frac{\frac{l}{2}}{\frac{pl}{2}} = \frac{1}{p},$$

c'est-à-dire que cette droite coïncide avec la tangente au point q, à la parabole. De même, si dans l'équation (8) on fait $m = l$, on a

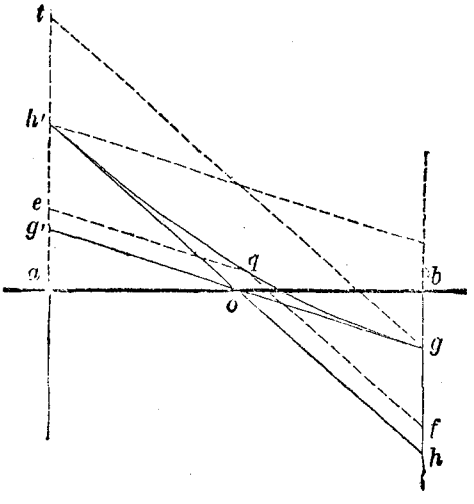
$$\frac{dF}{dm} = p + p', \quad \text{ou} \quad \frac{dm}{dF} = \frac{1}{p + p'}.$$

La droite, qui représente l'effort tranchant quand $m = b$, a pour inclinaison

$$\frac{1}{2} l : l \frac{p + p'}{2} = \frac{1}{p + p'},$$

c'est la tangente à la parabole au point h'.

Fig. 93.



Ainsi, quand le pont n'est pas chargé, l'effort tranchant est représenté par la ligne gg' tangente à la parabole en g.

La surcharge s'avançant de b en a, la droite gg' se déplacera parallèlement en coupant la parabole à chaque instant au point où finit la surcharge et elle se relève jusqu'en h'.

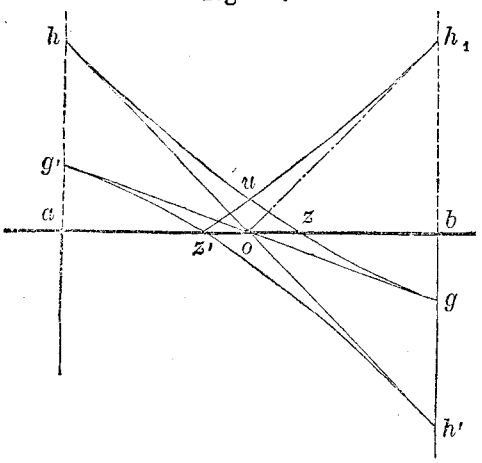
En même temps la droite gt dont l'inclinaison sur la verticale est $\frac{1}{p + p'}$, se déplace parallèlement jusqu'à être en h' tangente à la parabole.

Elle représente alors l'effort tranchant sur la poutre chargée entièrement. Ainsi le contour eqf, ce qui repré-

sente l'effort tranchant, reste toujours au-dessous de la parabole sans la dépasser. On peut donc prendre cette parabole pour la ligne qui représente les maximums des efforts tranchants.

On tracera cette parabole ainsi que la parabole symétrique $h'g'$ qui correspond à des positions inverses de la surcharge; on reportera au-dessus de l'axe des x la partie $z'h$ de cette courbe, et on aura un contour huh, dont les ordonnées représenteront la valeur de l'effort tranchant dans la section considérée.

Fig. 94.



Appliquons maintenant ceci au calcul des diagonales d'une poutre à treillis.

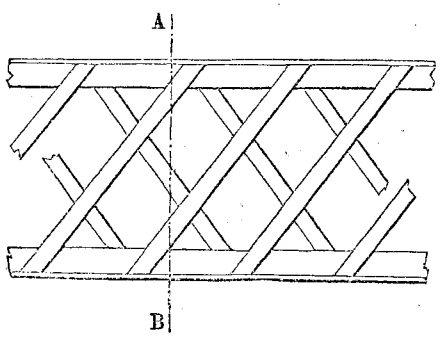
Faisons une section quelconque à b de la poutre entre deux points d'articulation, et appelons φ l'effort tranchant dans cette section, et α l'inclinaison des diagonales avec la verticale. Soit n le nombre des diagonales rencontré par la section ab; ω leur section, R le coefficient auquel travaille le fer.

On aura, en négligeant la résistance transversale des plates-bandes,

$$n \times R \times \omega \cos\alpha = \varphi,$$

équation qui permet de déterminer la section de ces diagonales. Si on représente par des ordonnées sur la même épure les différentes valeurs du premier membre de cette équation, il faudra que le contour qui en résultera reste toujours au-dessus du contour huh', qui représente le maxi-

Fig. 95.



mum de l'effort tranchant. On remarquera que pour chaque valeur de m, il y a un point où l'effort tranchant sera nul. Ce point sera compris entre les points z et z' où les deux paraboles coupent l'axe des x. Le point z est déterminé par l'équation (7) ; en faisant $F = F_s$ et revenant ensuite aux anciennes coordonnées, on trouve

$$m_z = -\frac{p}{p'} l + l \sqrt{\frac{p}{p'}\left(1 + \frac{p}{p'}\right)}.$$

Quant au point z', il est donné par la condition

$$\frac{1}{2} m_z' + m_z) = \frac{l}{2}, \quad \text{ou} \quad m_z' = l - m_z.$$

Cela posé, tant que $m < m_z$, le point où l'effort tranchant est nul appartient à la droite (5). L'abscisse de ce point est

$$x = \frac{l}{2} - \frac{p'}{p}\frac{m^a}{2l}.$$

C'est l'abscisse du point où le moment de rupture est maximum.

La même chose se vérifierait pour $m > m_z$, seulement alors le point où l'effort tranchant est nul se trouverait sur sa droite (4) et serait déterminé par la relation

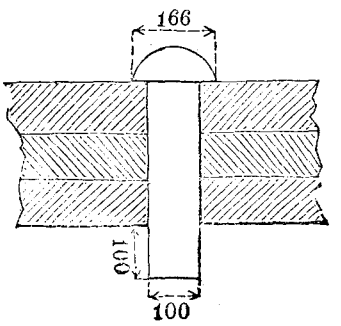
$$x = \frac{pl^2 - p'm^2 + 2p'ml}{l(p + p')}$$

Détermination de la rivure. — Ainsi que nous l'avons expliqué (page 508), l'assemblage des feuilles de tôle se fait au moyen de rivets posés à chaud, soit à la main, soit avec une machine spéciale désignée sous le nom de *riveuse.*

Proportions pratiques du rivet. — Le diamètre du rivet

étant égal à 100, la tête fait saillie de 66, de manière à former un segment de sphère dont le diamètre à la base aura 166. La saillie du rivet doit être égale à 100 pour permettre à la bouterolle de former une tête semblable.

Fig. 96.



Coefficient de l'adhérence de la rivure. — L'expérience a démontré que l'adhérence produite par le rivet dans chaque joint de contact est de 13 à 16 kilog. par millimètre quarré de section de rivet.

Calcul de la rivure des semelles des poutres en tôle. — On prend généralement pour ce calcul pour coefficient de l'adhérence produite par la rivure un quart du chiffre précédemment établi, c'est-à-dire 3 kilog.

Puis l'on calcule la résistance de la rivure de manière à ce que la pièce soit supposée ne perdre rien de sa force par suite de la rivure. Cette condition s'obtient théoriquement comme suit :

Soit : e millim. l'épaisseur des tôles à assembler
l millim. leur largeur,
6 kilog. la charge qu'on leur fait supporter par millimètre quarré,
Ω la section des rivets en millimètres quarrés
n leur nombre,
m le nombre des feuilles interrompues.

La section résistante sera égale à mel,

La section correspondante des rivets $= n\Omega$

Et, par conséquent, en appliquant les coefficients de résistance et d'adhérence à chacune de ces sections, on produit la relation

$$6 \text{ kilog.} \times mel = 3 \text{ kilog.} \times n\Omega;$$

d'où

$$n = \frac{2mel}{\Omega}.$$

On fait ordinairement $d = 2e$ (d diamètre du rivet), soit

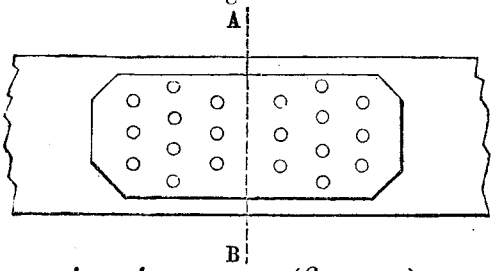
$$\Omega = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi . 4e^2}{4};$$

ce qui donne définitivement pour

$$n = \frac{2ml}{\pi e}.$$

Rivure des couvre-joints. — Dans le cas des couvre-joints, on s'arrange de manière à disposer le nombre de rivets ainsi déterminé symétriquement de chaque côté de la feuille interrompue conformément au croquis ci-contre (fig. 97).

Fig. 97.



Calcul de la rivure d'attache des pièces verticales avec les pièces horizontales. — Les considérations qui servent à établir le nombre de rivets nécessaires dans ces conditions ont été développées avec détails (page 141).

Ponts en acier fondu. — Au moment où nous écrivons ces lignes nous étudions un pont en acier fondu destiné à former la superstruction d'un pont tournant sur les écluses. du bassin à flot que nous construisons pour les docks de Bordeaux.

On conçoit qu'il soit avantageux, dans de nombreuses circonstances, de rechercher une matière plus résistante que la tôle de fer, et pesant à peu près comme elle.

Dans le cas d'un pont tournant, par exemple, qui doit être soulevé et manœuvré fréquemment soit à bras d'hommes, soit par la vapeur ou l'eau comprimée, il y aura avantage à construire un ouvrage pesant le moins possible.

L'acier fondu est destiné, d'après nous, à jouer un rôle considérable dans la construction des ouvrages métalliques.

Nous avions été arrêtés jusqu'à présent dans l'application de cette matière par le prix élevé de fabrication. Mais, dans ces derniers temps, plusieurs usines ont organisé des engins puissants qui leur permettent de livrer l'acier fondu à des prix raisonnables, et par conséquent pratiques.

Les calculs de résistance aussi bien que les dispositions générales à appliquer pour les ouvrages de cette nature sont identiquement les mêmes que ceux qui nous ont servi pour la tôle de fer ; il en serait de même pour les ouvrages en fonte qui devraient être construits dans des circonstances particulières.

Les coefficients seuls changent, et, dans le but de faciliter les recherches de nos lecteurs, nous terminons notre ouvrage par un tableau qui résumera les valeurs numériques dont ils pourraient avoir besoin.

Tableau des coefficients de l'élasticité, de sécurité et des charges de rupture des métaux employés pour la construction des ponts.

CHARGE PAR MILLIMÈTRE CARRÉ.	ACIER.	TÔLE.	FER.		FONTE.	
			Extension.	Compression	Extension.	Compression
	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.
Produisant la rupture.	70	35	40	36	12	60
Limite d'élasticité.	30	12	15	12	6	13
Limite de sécurité.	15	7	8	7	3	12
Coefficient d'élasticité.	25	20	20	16	10	8

FIN.

TABLE ALPHABÉTIQUE DES MATIÈRES

A

Action du vent sur les ponts métalliques. 147.
Application des calibres, 497.
Aqueduc pour l'écoulement des eaux, 330.
Asphalte comprimé pour chaussées, 452.
Avantage de la méthode de lestage par le déblai lui-même, 277.

B

Ballast, 10, 61, 77, 95, 540.
Bétonnage, 230.

C

Câbles de retenues, 473.
Câbles de suspension, 468.
Caisson pour fondations, 241.
Caissons (système des), 273.
Calcul de la force des rivures, 140.
Calcul de la paroi verticale, 82, 135, 214, 503, 591.
Calcul de la partie encastrée, 110.
Calcul de la rivure d'attache des pièces verticales avec les pièces horizontales, 569.
Calcul de la rivure des semelles des poutres en tôle, 568.
Calcul de l'axe neutre pour une pièce non symétrique, 398.
Calcul de l'effort quand on tient compte du poids de la construction, 15, 26, 38, 48.
Calcul des dimensions des piles, 222.
Calcul des efforts tranchants, 136.
Calcul des longerons, 50, 66, 86, 101, 117, 305, 548.
Calcul des pièces de pont, 2, 49, 65, 84, 100, 116, 149, 304, 595, 547.
Calcul des poutres longitudinales, 10, 23, 47, 61, 78, 96, 128, 190, 289, 351, 377, 424.
Calcul des poutres de rive, 27, 59.
Calcul des tôles verticales, 138, 594.
Calcul du moment de rupture en une section quelconque, 552.
Cas de force majeure, 534.
Chambre d'équilibre, 226.
Charge exercée sur un terrain immédiatement au-dessous d'un massif, 528, 440.
Charge maximum exercée sur un de 529, 440.
Choix des ateliers de l'entrepreneur, 534.
Circulaire ministérielle sur les épreuves des pont métalliques, 537.
Circulaire ministérielle sur les épreuves des ponts métalliques pour routes, 539.
Cisaillage et burinage, 502.
Clauses et conditions générales, 535.
Coefficients de l'adhérence de la rivure, 568.
Colonnes, 336, 436, 446.
Comparaison des poutres pleines, a treillis et à croisillons, 185.
Comparaison du prix de revient des fondations tubulaires, 278.
Composition des équipes, 229.
Confection des gabarits et calibres, 496.
Contreventement, 61, 76, 128, 187, 288, 335, 376, 483.
Considérations générales sur les fondations pneumatiques, 270.
Courbe parabole pour tracer l'épure des moments de rupture, 78, 134, 301.
Croisillons, 94.

D

Décompte définitif, 6, 19, 33, 43, 54, 73, 92, 106, 121, 180, 515, 569, 405, 433, 438.
Délai d'exécution, 534.
Dès, 328, 425, 459.
Description de la poinçonneuse; 499.
Détermination de la rivure, 567.
Détermination directe d'un moment sur un appui quelconque dans le cas d'un pont métallique d'un nombre n de travées, 560.

Devis et cahier des charges pour les ponts métalliques, 518.
Diamètre des tubes, 227.
Dilatation du viaduc de Paludate, 356.
Disposition pour la dilatation des rails, 340.
Division des tôles, 144.
Dressage des cornières et fers à T, 495.

E

Écartement des tubes, 228.
Échafaudage, 229.
Effort de renversement des piles dû à la dilatation des poutres, 146.
Enduits, 524.
Entretoises, 8, 21.
Épaisseur des tubes, 228.
Épreuves, 5, 15, 28, 40, 55, 67, 87, 103, 117, 151, 160, 247, 306, 342, 354, 457.
Epreuves des matériaux, surveillance de fabrication, 524.
Épreuves, réceptions, 529.

Équation d'équilibre d'une poutre, 24, 46.

F

Flèches des poutres aux épreuves, 5, 40, 69, 251, 257, 261, 309, 348, 355, 459.
Fondations des palées, 324.
Fondation des piles tubulaires, 224.
Force motrice, 492.
Forgeage, 503.
Forme affectée par la poutre pendant les épreuves, 207.
Formules fondamentales, 62, 78, 130, 191, 291, 378.

G

Garde-corps, 10, 22, 340, 437, 455, 483.
Glissières, 77, 128, 289, 376, 448.

H

Haubans, 473.
Hypothèses de surcharge, 62, 129, 202, 294, 438.
Hypothèses de surcharge donnant les moments maxima, 211.

I

Indications sommaires sur l'installation des ateliers et description des machines principales pour les mises en œuvre des poutres métalliques, 492.
Immersion des tubes, 228.

J

Joints, 228.

L

Loi des coefficients numériques, 559.
Loi des indices, 384.
Longerons, 60, 76, 95, 109, 128, 187, 288, 376.
Longrines, 8, 21.

M

Machine à river, 508.
Maçonneries des culées, 7, 20, 34, 44, 59, 74, 93, 107, 125, 237, 285, 319, 323, 373, 423, 436.
Maçonneries des piles 126, 319.
Méthode des rentrées de terre, 270.
Méthode employée dans les derniers ouvrages de la compagnie du Midi, 276.
Métrés, 17, 30, 42, 52, 72, 89, 104, 120, 178, 313, 403, 432.
Mode de payement, 535.
Mode d'évaluation des ouvrages, 531.
Moments d'inertie, 550.
Moments de résistance des cornières, 143.
Moments de résistance des poutres, 64, 81, 98, 114, 115, 148, 206, 302, 333, 353, 443, 429, 387.
Moments de résistance des tôles horizontales, 144.
Moments de résistance des tôles verticales, 143.
Moments de résistance du rail Barlow, 449.
Montage à pied d'œuvre, 509.
Montage des déblais, 230.
Montage des ponts, 61, 245, 338
Montage et pose, 528.
Montage provisoire des ponts métalliques, 503.
Murs de soutènement, 325, 437.
Murs en retour, 7, 20, 60.

N

Note sur l'emploi des charpentes en fer dans la construction des viaducs à grande hauteur, 406.

O

Opération du poinçonnage, 501.

P

Palées, 555, 436, 439, 446.
Palées ou supports intermédiaires, 476.
Peinture, 538, 523.
Perçage des trous, 499.
Perçage et rivure, 526.
Pièces de pont, 1, 60, 76, 94, 109, 127, 186, 288, 575.
Piles tubulaires, 187.
Planage des tôles, 494.
Plancher, 10, 25, 61, 77, 95, 128, 246, 289, 339, 376, 483.
Poids du tablier, 13, 202, 381.
Poids mort, 16, 40, 55, 71, 88, 103, 119, 160, 249, 311, 343, 354.
Poids roulant, 16, 41, 56, 88, 71, 103, 119, 151, 254, 312, 347, 355.
Pont d'Argenteuil, 274.
Pont de Moulins, 272.
Pont de Scorff, 275.
Pont de Szegedin, 271.
Pont de Varsovie, 276.
Pont encastré de 30 mètres d'ouverture, 107.
Pont inférieur de 8 mètres, 54.
Pont métallique à 2 travées de 15 mètres d'ouverture chacune, 59.
Pont métallique à 2 travées de 20 mètres d'ouverture chacune, 74.
Pont métallique de 2 mètres d'ouverture, 1.
Pont métallique de 4 mètres (droit), 6.
Pont métallique de 6 mètres (droit), 19.
Pont métallique de 14 mètres d'ouverture, 44.
Pont métallique de 25 mètres d'ouverture, 93.
Pont métallique sur la Garonne à Bordeaux, 181.
Pont métallique sur la Garonne à Langon, 125.
Pont reposant sur deux appuis, 547.
Pont supérieur avec tablier métallique, 421
Pont suspendu entièrement métallique, 463.
Ponts en acier fondu, 569.
Poutres de rive en fer, 4, 9, 14, 22, 334.
Poutres de rive en fonte, 4.
Poutres intermédiaires, 8, 21, 44, 332.
Poutres longitudinales, 60, 75, 93, 108 373.
Poutre reposant sur plusieurs appuis 556.
Presses hydrauliques (usage des), 226.
Presses (système des), 272.
Pression sur les appuis, 146.
Prix de revient de main-d'œuvre des tabliers métalliques, 512.
Prix de revient par nature de travail, 264, 268.
Prix du mètre courant de hauteur d'une palée, 410.
Prix du mètre carré de surface d'élévation d'une travée de 41m,60 d'ouverture, 413.
Prix du mètre carré de surface d'élévation d'une travée de 51m,20 d'ouverture, 411.
Prix du mètre carré de surface d'élévation d'une travée de 67m.20 d'ouverture, 409.
Proportions pratiques du rivet, 567.

Q

Qualité de la fonte, 520.
Qualité des bois, 523.
Qualité des fers et tôles, 521.
Qualité du plomb, 523.
Qualité, provenance et mise en œuvre des matériaux, 520.
Quarts de cône, 21.

R

Rayons de giration,
Résistance à l'effort transversal, 401.
Résistance au glissement, 483.
Résistance des piliers à l'écrasement, 482.
Résistance du massif au soulèvement, 482.
Résultat des épreuves, 5.
Résumé des calculs, du pont suspendu, 486.
Rivure, 506.
Rivure à la machine, 508.
Rivure à la main, 507.
Rivure des couvre-joints, 569.
Rivure et couvre-joints, 221.

S

Sabots en fonte, 337.
Secteurs ou supports sur les culées, 478.
Série de prix (modèle), 536.
Socles et chapiteaux, 338, 447.
Sondages. 321, 438.

Stabilité des piles, 399.
Superstructure, 228.
Supports et massifs d'amarre, 476.
Surcharge d'épreuve, 3.
Surcharge par mètre courant de voie, 2, 13.
Surveillance à l'usine de la fabrication des matières et la mise en œuvre, 533.
Suspension et amarrage du tablier, 466.

T

Tableau des coefficients d'élasticité des métaux employés pour la construction des ponts, 570.
Tabliers métalliques, 60, 126, 286, 319, 331, 421, 455, 441, 465.
Tassement du viaduc de Paludate, 559.
Théorie sommaire pour le calcul des poutres métalliques, 547
Traçage de l'épure, 496.
Traçage des cornières, 498.
Traçage des tôles, 496.
Traçage des trous, 496.
Transports, 493.
Travail des fers, tôles et fontes, 525.
Trottoirs, 9, 328, 423, 436, 448.

U

Utilité pratique de la flèche, 210.

V

Viaduc métallique de l'Estressol, 286.
Viaduc métallique de l'Osse à piles tubulaires à sept travées, 573.
Viaduc métallique de Paludate, 516.
Viaducs du Guit, 454.
Vitesse des convois aux épreuves, 15.

FIN DE LA TABLE ALPHABÉTIQUE DES MATIÈRES.

TABLE ET RESUMÉ DES MATIÈRES

SECTION I. — Petits Ponts, 1.

Pont métallique de 2 mètres d'ouverture. — Description, 1. — Calcul des dimensions des pièces de pont, 1. — Poutres de rive en fer, 4. — Poutres de rive en fonte, 4. — Résultats des épreuves, 5. — Décompte définitif de l'ouvrage, 6. — Prix de revient par mètre courant, 6.

Pont métallique de 4 mètres d'ouverture. — Emplacement, 7. — Dimensions principales, 7. — Maçonneries, 7. — Poutres métalliques intermédiaires, 8. — Poutres de rive, 9. — Garde-corps, 10. — Plancher, 10. — Ballast, 10. — Calculs des dimensions principales, 11. — Calcul de l'effort quand on tient compte du poids de la construction, 13. — Calcul des poutres de rive, 14. — Résultats des épreuves, 15. — Métré de l'ouvrage, 17. — Décompte définitif, 19.

Pont métallique de 6 mètres d'ouverture. — Emplacement, 19. — Dimensions principales, 19. — Maçonneries, 20. — Poutre métallique, 21. — Poutres intermédiaires, 21; Poutres de rive, 22. — Garde-corps, 22. — Plancher, 23. — Ballast, 23. — Calculs des dimensions, 23. — Valeur numérique de la surcharge p, 24. — Valeur de t, 25. — Valeur de $\frac{I}{V'}$, 25. — Équation correspondant au milieu de la poutre, 25. — Calcul de la poutre dans l'hypothèse où l'on tient compte des poids de la construction, 26. — Calcul des poutres de rive, 27. — Valeur de la surcharge t, 27. — Valeur de p, 27. — Valeur de $\frac{I}{V}$, 28. — Épreuves, 28. — Tableau des épreuves, 29. — Métré de l'ouvrage, 30. — Poids et cubes calculés, 31. — Décompte définitif, 33. — Poids et prix par mètre courant. 34.

Passage inférieur de 8 mètres. — Maçonneries, 34. — Poutres intermédiaires métalliques, 34. — Poutres de rive, 36. — Garde-corps, 36. — Plancher, 36. — Ballast, 37. — Calcul du passage inférieur, 37. — Hypothèse où l'on tient compte du poids de la construction, 38. — Calcul de la poutre de rive, 39. — Épreuves et tableau des épreuves, 40. — Métré de l'ouvrage, 42. — Détail estimatif, 43. — Prix par mètre courant.

ont métallique de 14 mètres d'ouverture. — Emplacement, 44. — Maçonneries, 44. — Partie métallique, 44. — Dimensions principales de l'ouvrage, 45. — Calculs, 46. — Hypothèse où l'on tient compte du poids de la construction, 48. — Calcul de la pièce de pont, 49. — Calcul du longeron, 50. — — Métré de l'ouvrage, 52. — Détail estimatif, 54. — Prix par mètre courant, 54. — Épreuves, 55. — Tableau des épreuves, 55 et 56.

SECTION II. — Ponts moyens, 59.

Pont métallique sur le Gers à 2 travées de 15 mètres chacune. — Emplacement, 59. — Dimensions principales, 59. — Maçonneries, 59. — Tablier métallique, 60. — Poutres en tôle, pièces de pont et longerons 60. — Contreventement, 61. — Montage du pont, 61. — Plancher, 61. — Ballast, 61. — Calculs, 61. — Calcul de pièce de pont, 65. — Calcul du longeron, 66. — Epreuves, 67. — Tableaux des épreuves, 71. — Métré de l'ouvrage, 72. — Décompte définitif, 73. — Prix par mètre courant, 73.

Pont métallique sur la grande Baïse à 2 travées de 19^{m}.80 *chacune.* — Emplacement, 74. — Maçonneries, 74. — Partie métallique, poutres longitudinales, 75. — Pièces de pont, 76. — Longerons, 76. — Contreventement, 76. Plancher, 77. — Ballast, 77. — Glissières, 77. — Dimensions principales de l'ouvrage, 78. — Calcul de la partie métallique, 78. — Calcul de la paroi verticale, 82. — Calcul de la pièce de pont, 84. — Calcul du longeron, 86. — Épreuves, 87. — Tableau des épreuves, 88. — Métré de l'ouvrage, 89. — Détail estimatif, 92. — Prix par mètre courant, 92.

Pont métallique de 25 mètres d'ouverture. — Description, 93. — Dimensions principales de l'ouvrage, 96. — Calcul, 96. — Valeur numérique de p, 94. — Valeur numérique de l, 98. — Valeur numérique de $\frac{I}{V}$, 98. — Hypothèse où l'on tient compte du poids de la construction, 100. — Calcul de la pièce de pont, 100. — Calcul du longeron, 101. — Épreuves, 103. — Tableau des épreuves, 103. — Métré de l'ouvrage, 104. — Récapitulation des fers, 105. — Décompte définitif, 106. — Prix par mètre courant, 106.

Pont encastré à une seule travée de 30 mètres d'ouverture. — Emplacement, 107. — Description, 107. — Partie métallique, 107. — Calcul de la partie encastrée, 110. — Poutre de rive. Moment sur la culée, 112. — Poutre intermédiaire. Moment sur la culée, 113. — Tableaux des moments de rupture, 113. — Moment d'inertie des deux poutres, 114. — Calcul de la pièce de pont, 116. — Calcul du longeron, 117. — Épreuves, 117. — Tableau des épreuves, 119. — Métré de l'ouvrage, 120. — Décompte définitif, 121. — Prix par mètre courant. 121.

SECTION III. — Grands Ponts, 125.

Pont métallique sur la Garonne à Langon. — Emplacement, 125. — Description, maçonneries, 125. — Tablier métallique, 126. — Calculs, 128. — Formules générales, 130. — Tableau des valeurs de x, 133. — Tableau des moments maximum dans les quatre hypothèses de surcharge, 134. — Conditions qui ont déterminé les dimensions des travées, 135. — Calcul de la paroi verticale, 135. — Calcul des efforts tranchants, formule générale, 136. — Calcul des tôles verticales, 138. — Tôle de 8 millimètres, 138. — Tôles de 9 et 10 millimètres, 139. — Tôle de 12 à 15 mill., 139. — Calcul de l'effort produit à la jonction des tôles verticales avec les tôles horizontales, 139. — Calcul de la force des rivures, 140. — Rivures de la paroi verticale, 140. — Calcul de la rivure des tôles horizontales avec les tôles verticales, 141. — Détermination des moments de résistance des tôles verticales, 143. —

Calcul des moments de résistance des cornières, 143. — Dimensions des couvre-joints de cornières, 144. — Moments de résistance des tôles horizontales, 144. — Méthode graphique pour faciliter la division des tôles, 144. — Pression sur les appuis, 146. — Effort de renversement des piles dû à la dilatation des poutres, 146. — Action du vent, 147. — Calcul du moment de résistance de la poutre, 148. — Calcul de la pièce de pont, 149. — Calcul du longeron, 150. — Expériences de poids roulant, 151. — Première expérience, 153. — Deuxième expérience, 154. — Troisième et quatrième expériences, 155. — Cinquième expérience, 156. — Sixième expérience, 157. — Septième expérience, 158. — Huitième et neuvième expériences, 159. — Expérience de poids mort, 160. — Tableau de la première observation, 163. — Tableau de la deuxième observation, 165. — Tableau de la troisième observation, 166. — Tableau des déversements B, 167. — Tableau de la quatrième observation, 168. — Tableau de la cinquième observation, 169. — Tableau de la sixième observation A, 170. — Tableau de la sixième observation B, 171. — Tableau de la septième observation, 172. — Tableau de la huitième observation, 173. — Tableau de la neuvième observation, 174. — Tableau de la dixième observation, 175. — Tableau de la onzième observation, 176. — Prix du mètre courant, 177. — Métré définitif de l'ouvrage, 178. — Récapitulation des fers et fontes, 179. — Décompte définitif, 180.

Grand pont métallique sur la Garonne à Bordeaux. — Chapitre premier. Description générale du pont, 181. — Destination. Largeur à franchir, 181. — Choix du système, 182. — Hauteur des poutres, 184. — Coupe en travers, 184. — Comparaison des poutres pleines, à treillis et à croisillons, 185. — Choix de la poutre à croisillons, 186. — Longerons, 187. — Contreventement, 187. — Piles tubulaires, 187.

Chapitre II. Calculs et justifications des dimensions des pièces principales du pont, 189. — Considérations générales, 189. — Des poutres longitudinales, 190. — Moments de rupture sur chacune des piles dans différentes hypothèses, 201. — Moment de rupture en un point quelconque de la travée, 205. — Moments maximum entre les piles, 204. — De la forme affectée par la poutre pendant les épreuves. Valeur de la flèche, 207. — Utilité pratique du calcul de la flèche, 310. — Des hypothèses de surcharge qui donnent les moments maxima, 211, — Calcul de la paroi verticale, 214. — Travées de rive, 215. — Travées centrales, 216. — Des pièces de pont, 218. — Des longerons, 221. — De la rivure et des couvre-joints, 221. — Calcul des dimensions des piles, 222.

Chapitre III. Description et détails d'exécution des fondations employées au pont de Bordeaux, 224. — Inconvénients des systèmes précédemment employés avec l'air comprimé, 224. — Modification de la chambre d'équilibre, 226. — Usages des presses hydrauliques, 226. — Immersion des tubes, 228. Diamètre des tubes, 227. — Épaisseur des tubes, 228. — Joints. 228. — Écartement des tubes, 228. — Superstructure, 229. — Échafaudage. Pont de service, 229. — Composition des équipes, 229. — Montage des déblais, 230. — Bétonnage, 230. — Fonçage du premier tube, 232. — Pile 3e, Tube 2e, 233. — Piles, 2 et 1, 234. — Pile 4, 234. — Piles 5 et 6, 235. — Tableau, 236.

Chapitre IV. Description et détails d'exécution des culées, 237. — Culées, 237. — Culée, rive droite, 237. — Pilotis et grillage, 238. — Maçonneries

jusqu'au niveau du sol, 239. — Maçonnerie depuis le niveau du sol jusqu'au-dessous des poutres, 240. — Culée rive gauche, 241. — Pilotis, 241. — Caisson, 241. — Échouage du caisson, 243. — Maçonnerie jusqu'au niveau du sol, 243. — Maçonneries jusqu'au-dessous des poutres, 244.

Chapitre V. Détails sommaires sur la construction et le levage de la partie métallique, 245. — Description générale, 245. — Montage à l'atelier, 245. — Montage sur le pont de service, 245. — Plancher, 246. — Voie, 246.

Chapitre VI. Dispositions prises pour les épreuves et détails sur leurs résultats, 247. — Prescriptions de l'instruction ministérielle du 26 février 1858, 257. — Épreuve au poids mort, 249. — Vérification des flèches, 251. — Épreuves au poids roulant, 254. — Tableaux, 103, 107, 108, 109. — Comparaison avec les ponts de Langon et du Lot, 263.

Chapitre VII. Dépenses de premier établissement et prix de revient par nature de travail, 264. — Passerelle pour piétons, 267. — Décomposition du prix de revient des piles (Tableau), 268, 269.

Chapitre VIII. Conditions générales sur les fondations pneumatiques et comparaison avec celles exécutées au pont de Bordeaux, 270. — Méthode des rentrées de terre, 270. — Pont de Szégédin, 271. — Pont de Moulins, 272. — Système des presses, 272. — Système des caissons, 273. — Pont d'Argenteuil, 274. — Pont de Scorff, 275. — Pont de Varsovie, 276. — Méthode employée dans les derniers ouvrages de la Compagnie. — Avantage de cette méthode 277. — Comparaison du prix de revient des fondations tubulaires dans les principaux ponts, 278. — Tableau du prix de revient des fondations tubulaires de ces divers ponts, 278. — Tableau de comparaison des prix avec l'emploi des presses hydrauliques, 280.

SECTION IV. — Viaducs métalliques, 283.

Viaduc métallique de l'Estressol. — Notice descriptive, 285. — Partie métallique, 286. — Pièces de Pont, 288. — Longerons, 288. — Contreventement, 288. — Plancher, 289. — Glissières, 289. — Calcul des dimensions principales du viaduc, 289. — Hypothèses de surcharge et valeur de p., 294. — Moments maximum sur les appuis, 294. — Calcul des moments de résistance de la poutre, 302. — Paroi verticale, 303. — Pièces de pont, 304. Longerons, 305. — Procès-verbal des épreuves subies par le viaduc, 306. — Flexions constatées pour la charge au poids mort, 309. — Composition du train pour la charge au poids roulant, 309. — Tableau des épreuves au poids mort, 311. — Tableau des épreuves au poids roulant, 312. — Métré définitif de l'ouvrage, 313. — Décompte définitif, 315. — Poids par mètre courant, 315.

Viaduc métallique de Bordeaux connu sous le nom de viaduc de Paludate. Chapitre premier. Préliminaire. Considérations générales, 316. — Description générale, 318. — Tablier métallique, 319. — Palées, 319. — Fondation des palées, 320.

Chapitre II. Fondation. Coupe géologique, 321. — Culée amont, 323. — Culée aval, 323. — Murs de soutènement, 323. — Fondation des palées, 324. — Fouilles, 325. — Fondation des sept premières palées. Pilotis, 325. — Pose des chapeaux et moisage des pilots, 326. — Enrochement, 326. Fondation

des dix dernières palées. Grillage, 326. — Massifs de fondation. Maçonnerie de moellons bruts, 327. — Dés, 328. — Trottoirs, 328. — Charge exercée sur le terrain immédiatement au-dessous d'un massif, 328. — Charge maximum exercée sur un dé, 329. — Aqueduc pour l'écoulement des eaux, 330.

Chapitre III. Partie métallique, 331. — Tablier métallique; 331. — Poutres intermédiaires, 332. — Poutres de rives, 334. — Entretoisement et contreventement, 335. — Palées, 335. — Poutres d'appui, 336. — Colonnes, 336. — Sabots en fonte, 337. — Socles et chapiteaux, 338. — Peinture, 338. — Levage du viaduc, 338. — Plancher. 339. — Voie, 340. — Disposition pour la dilatation des rails, 340. — Ballast, 340. — Garde-corps à dilatation libre, 340.

Chapitre IV. Résumé des résultats principaux obtenus pendant les épreuves supportées par le viaduc, 342. — Épreuves supportées par le viaduc, 342. — Épreuve du viaduc au poids mort, 343. — Épreuves au poids roulant, 347. — Tableau, 348.

Chapitre V. Exposé des modifications apportées aux palées du viaduc sans interrompre la circulation des trains, 349. — Modification du viaduc de Paludate pour le passage de la voie des quais, 349. — Déplacement de la troisième pile, 349. — Modification de la quatrième palée, 350. — Modification de la chaussée, 351. — Calcul de résistance de la poutre transversale de 0m.47 de hauteur, 351. — Charge de la poutre, 352. — Moment fléchissant, 352. — Moment de résistance, 353. — Pression sur les points d'appui, 354. — Épreuves de la partie modifiée du viaduc, 354. — Poids mort, 354. — Poids roulant, 355.

Chapitre VI. Action de la dilatation sur le viaduc. Expériences et résultats, 356. — Tableau, 358, 359.

Chapitre VII. Historique des tassements observés sur les différentes piles du viaduc, 359. — Tassements du viaduc de Paludate, 359. — Tableaux des tassements et du relevage, 361 à 368.

Chapitre VIII. Décompte définitif du viaduc métallique, 369.

Viaduc métallique de l'Osse à piles tubulaires à 7 travées. — Description générale, 373. — Poutres longitudinales, 373. — Description de la poutre, 374. — Pièces de pont, 375. — Longerons, 376. — Contreventement, 376. — Plancher, 376. — Glissières et plaques de support, 376. — Calcul des dimensions principales du viaduc, 377. — Formules fondamentales, 378. — Calcul de p., 381. — Détermination des autres moments de rupture sur les piles, 382. — Détermination de M4, 382. — Loi des indices, 384. — Tableau des moments de rupture sur les appuis, 386. — Efforts tranchants, 387. — Calcul des poutres longitudinales, 387. — Calcul de la paroi verticale, 391. — Calcul du croisillon, 391. — Croisillons des travées courantes, 393. — Calcul de la section de l'âme, 394. — Calcul des pièces de pont, 395. — Tableau des surfaces nécessaires pour trouver le centre de gravité de la pièce de pont, 398. — Stabilité des piles, 399. — Charge directe des piles, 400. — Résistance à l'effort transversal, 401. — Stabilité de la culée d'aval, 401. — Métré de l'ouvrage, 403. — Détail estimatif, 405. — Prix par mètre courant, 405.

Note sur l'emploi des charpentes en fer dans la construction des viaducs à grande hauteur. — Prix du mètre carré de surface d'élévation d'une travée de viaduc de 67m.20 d'ouverture, 409. — Prix du mètre courant de hauteur d'une palée, 410. — Prix du mètre carré de surface d'élévation d'une travée de viaduc de 41m.60 d'ouverture, 413. — Tableau des dépenses par ouverture, 414. — Figure graphique indiquant les dépenses par ouverture et par hauteur, 415.

SECTION V. — VIADUCS SUPÉRIEURS, 421.

Passage supérieur avec tablier métallique. — Description, 421. — Calculs des dimensions principales de l'ouvrage, 424. — Tableau des moments maxima, 428. — Moment d'inertie de la poutre, 429. — Métré définitif de l'ouvrage, 432. — Décompte définitif, 433.

Viaduc du Guit. — Chapitre I. Préliminaires. Situation de l'ouvrage, 434. — Caractères principaux, 434. — Dimensions principales, 435. — Tablier métallique, 435. — Culées, 436. — Palées, 436. — Colonnes, 436. — Chaussée, trottoirs, 436. — Garde-corps, 437. — Rampes d'accès et murs de soutènement, 437.

Chapitre II. Fondations. Coupe géologique, 438. — Culées, 438. — Tableau des principales dimensions, 439. — Palées, 439. — Dès, 439. — Charge exercée sur le terrain immédiatement au-dessous du massif, 440. — Charge maximum exercée sur un dé, 440.

Chapitre III. Partie métallique. Tablier métallique, 441. — Calcul des poutres, 442. — Charge par mètre carré, 442. — Moment de rupture pour une travée, 443. — Moments de résistance, 443. — Comparaison des moments de résistance avec les moments de rupture, 445. — Palées, 446. — Colonnes, 446. — Socles et chapiteaux, 447. — Plaques d'appui, 448. — Chaussée, trottoirs, 448. — Moment de résistance d'un rail Barlow, 449. — De l'asphalte comprimé pour chaussées, 452. — Garde-corps, 455.

Chapitre IV. Dépenses de premier établissement, 455. — Décomposition du prix de revient des piles, 457. — Épreuves du viaduc, 457. — Tableau des flèches observées, 459.

SECTION VI. — PONTS SUSPENDUS, ENTIÈREMENT MÉTALLIQUES, 463.

Pont suspendu au-dessus de la gare Saint-Jean. — Description générale, 464. — Tablier en fer, 466. — Charge d'une poutrelle, 465. — Moment de rupture, 466. — Suspension et amarrage du tablier, 466. — Câbles de suspension, 468. — Détail des poids de la travée de 55 mètres, 471. — Moments de rupture des câbles, 472. — Moments de résistance, 472. — Câbles de retenues, 473. — Haubans, 473. — Supports et massifs d'amarre, 476. — Palées ou supports intermédiaires, 476. — Secteurs ou supports sur les culées. 478. — Détail des culées, 481. — Résistance des piliers à l'écrasement, 482. — Résistance du massif au soulèvement, 482. — Résistance au glissement, 483. — Plancher contreventement et garde-corps, 483. — Tableau résumé des calculs, 486.

SECTION VII. — Machines principales employées pour la construction des poutres métalliques, 491.

Indications sommaires sur l'installation des ateliers pour la mise en œuvre des poutres métalliques, 491. — Force motrice, 491. — Transports, 493. — Organisation et marche du travail à l'atelier, 493. — Planage des tôles, 494. — Dressage des cornières et fers à T., 495. — Traçage des trous, 496. — Traçage des tôles, 496. — Traçage de l'épure, 496. — Confection des gabarits et calibres, 486. — Application des calibres, 497. — Traçage des cornières, 498. — Perçage des trous, 499. — Description de la poinçonnerie, 499. — Opération du poinçonnage, 501. — Cisaillage et burinage, 602. — Forgeage, 503. — Montage provisoire des ponts métalliques, 503. — Rivure, 506. — Rivure à la main, 507. — Rivure à la machine, 508. — Machine à river, 508. — Montage et lançage à pied-d'œuvre, 509. — Prix de revient de main-d'œuvre des tabliers métalliques, 510. — Tableau des prix de revient, 512.

SECTION VIII. — Pièces annexes, 518.

Devis et cahier des charges pour les ponts métalliques.

Chapitre I. Conditions générales. Objet de l'entreprise, 518. — Conditions générales du travail, 319.

Chapitre II. Qualité, provenance et mise en œuvre des matériaux. Qualité de la fonte, 520. — Qualité des fers et tôles, 521. — Qualité du plomb, 523. — Qualité des bois, 523. — Peinture, 523. — Enduit, 524. — Epreuves des matériaux, surveillance de la fabrication et des provenances, 524. — Travail des fers, tôles et fontes, 525. — Perçage et rivure, 526. — Montage et pose, 528. — Epreuves, réceptions, 529.

Chapitre III. *Mode d'évaluation des ouvrages.* Fers et fontes, 531. — Plomb 532. — Charpenterie. 552.

Chapitre IV. *Clauses et conditions spéciales.* Surveillance à l'usine de la fabrication des matières et de la mise en œuvre, 533. — Cas de force majeure, 534. — Choix des ateliers de l'entrepreneur, travaux à la tâche, 534. — Délai d'exécution, 534. — Mode de payement, 535. — Clauses et conditions générales, 535. — Série de prix, 536. — Circulaire du ministre de l'agriculture, du commerce et des travaux publics aux ingénieurs en chef du contrôle des chemins de fer, 537. — Circulaires ministérielles en date du 15 juin 1869 pour les épreuves des ponts-routes métalliques, 559.

SECTION IX. — Théorie sommaire pour le calcul des poutres métalliques, 547.

Pont reposant sur deux appuis seulement, 547. — Moments d'inertie, 550. — Calculs du moment de rupture en une section quelconque, 552. — Calcul des pièces de pont et des longerons, 553. — Calcul des longerons, 554. — Calcul de l'épaisseur de l'âme, 554. — Effort tranchant, 555. — Poutre reposant sur plusieurs appuis, 556. — Loi des coefficients numériques, α_1, α_2, α_3, α_4, 559.

Cas général. — Détermination directe d'un moment sur un appui quelconque dans le cas d'un pont métallique d'un nombre n de travées, 560. — Calcul de

l'effort tranchant, 561. — Calcul de l'effort tranchant dans les différentes sections d'une poutre posée sur deux appuis et soumise à une surcharge mobile, 561. — Détermination de la rivure, 567. — Proportions pratiques du rivet, 567. — Coefficient de l'adhérence de la rivure, 568. — Calcul de la rivure des semelles des poutres en tôle, 568. — Rivure des couvre-joints, 569. — Calcul de la rivure d'attache des pièces verticales avec les pièces horizontales, 569. — Ponts en acier fondu, 569. — Tableau des coefficients d'élasticité des métaux employés pour la construction des ponts, 570.

FIN DE LA TABLE.

Paris. — Imprimerie de Cusset et Ce, rue Racine, 26.